

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA TITULO

TITULO:

**“DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE LA
BOCATOMA DEL PROYECTO DE IRRIGACION
AVISADO - VALLE “LA CONQUISTA”**

AUTOR: BACH. LUIS ERNESTO CUNIA PEREZ

ASESOR: Msc. ING° JOSE DEL CARMEN PIZARRO BALDERA

**TARAPOTO - PERÚ
2005**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

**“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LA
BOCATOMA DEL PROYECTO DE IRRIGACION
AVISADO – VALLE LA CONQUISTA”**

**TESIS DE INGENIERIA PRESENTADO
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE**

INGENIERO CIVIL

Por:

Bach. LUIS ERNESTO CUNIA PÉREZ

SUSTENTADA Y APROBADA ANTE EL HONORABLE JURADO:

Presidente	:	Ing. Daniel Díaz Pérez
Secretario	:	Ing. Santiago Chávez Cachay
Miembro	:	Ing. Federico Cubas Quiroz
Asesor	:	Msc. Ing. José del Carmen Pizarro Baldera





DEDICATORIA

A mis padres: Semira y Jacinto

Mi profundo y eterno reconocimiento, por su constante apoyo y todos sus sacrificios, a fin de brindarme la más valiosa herencia y principios morales y por darme los instrumentos necesarios para poder triunfar en la vida.

A mis hermanas: Marleni, y Gabriela

Su comprensión y aliento, y empuje que me motivaron a conseguir todas mis metas. Sin ellas y mis padres no hubiera sido posible lograr uno de mis objetivos: "Ser un Profesional".



AGRADECIMIENTO

Al Ing. José del Carmen Pizarro Baldera:

Por sus enseñanzas y valiosos conocimientos y consejos, que fueron un gran aporte en el asesoramiento y desarrollo de la presente Tesis de Ingeniería.

A los docentes de la Universidad Nacional de San Martín:

Por sus enseñanzas y esfuerzos impartidos que hicieron que logre una buena formación profesional.

Al Ingeniero Eduardo Coronado del Águila:

En forma muy especial por su colaboración y esfuerzo profesional, para la realización de la presente Tesis de Ingeniería.



INDICE

	Pág.
DEDICATORIA	1
AGRADECIMIENTO	2
RESUMEN	10
ABSTRACT	11
INTRODUCCION	12
1.1 GENERALIDADES	12
1.2 ASPECTOS GENERALES DE LA TESIS DE INGENIERIA	12
1.2.1 UBICACIÓN	12
1.2.2 VIAS DE ACCESO	12
1.2.3 CLIMATOLOGIA	13
1.2.4 HIDROGRAFIA Y DRENAJE	13
1.2.5 TOPOGRAFIA	14
1.2.6 ECOLOGIA	14
1.2.7 GEOLOGIA GENERAL	15
1.2.8 INFRAESTRUCTURA DE RIEGO EXISTENTE EN EL AREA DEL PROYECTO	15
1.2.9 ASPECTOS SOCIOECONOMICOS	16
1.2.9.1 Población y su densidad	16
1.2.9.2 Población económicamente activa	17
1.2.10 FUERZA LABORAL EN EL CASERIO DE EL AVISADO	17
1.2.11 MIGRACION	17
1.2.12 ORGANIZACIONES VECINALES	18
MARCO TEORICO	20
2.1 ANTECEDENTES	20
2.2 FORMULACION Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	20
2.3 OBJETIVOS	21
2.3.1 OBJETIVO GENERAL	21
2.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	21
2.4 JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION	21
2.5 DELIMITACION DE LA INVESTIGACIÓN	22
2.6 HIPOTESIS A DEMOSTRAR	22
CAPITULO III	23
ESTUDIOS BASICOS	23
3.1 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS	23



3.1.1	INFORMACION DISPONIBLE.....	23
3.1.2	ALCANCES DE LOS LEVANTAMIENTOS.....	23
3.2	ESTUDIOS HIDROLOGICOS	23
3.2.1	INTRODUCCION	23
3.2.2	INFORMACION BASICA	24
3.2.2.1	Información hidrometeorologica y cartográfica	24
3.2.2.2	Estudios anteriores.....	25
3.2.3	RECONOCIMIENTO DE CAMPO.....	25
3.2.4	CARACTERISTICAS DE LA CUENCA DEL RIO AVISADO.....	26
3.2.4.1	Área de la cuenca.....	27
3.2.4.2	Perímetro de la cuenca	27
3.2.4.3	Forma de la cuenca.....	28
3.2.5	ANALISIS CLIMATOLOGICO	30
3.2.5.1	Temperatura.....	30
3.2.5.2	Humedad relativa	30
3.2.6	ANALISIS DE PRECIPITACION.....	31
3.2.6.1	Generalidades	31
3.2.6.2	Análisis de concistencia	31
3.2.7	ESCORRENTIA SUPERFICIAL.....	32
3.2.7.1	Generalidades	32
3.2.7.2	Disponibilidad de agua	34
3.2.8	DEMANDA DE AGUA DE LOS CULTIVOS.....	34
3.2.8.1	Cálculo de la ETP por el método de HARGREAVES	36
3.2.8.2	Cálculo de la ETP por el método de BLANEY & CRIDDLE.....	37
3.2.9	BALANCE HIDROLÓGICO	38
3.2.10	MAXIMAS AVENIDAS.....	39
3.2.11	EROSION Y TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	40
3.3	ESTUDIOS GEOTECNICOS Y MECANICA DE SUELOS	41
3.3.1	GENERALIDADES.....	41
3.3.1.1	Objeto del estudio.....	41
3.3.1.2	Ubicación del área.....	41
3.3.1.3	Características del proyecto	41
3.3.1.4	Climatología.....	42
3.3.1.5	Normativas	43



3.3.2 ANALISIS DE LOS ESTUDIOS BASICOS GEOTECNICOS.....	43
3.3.2.1 Estudios anteriores.....	43
3.3.2.2 Topográficos.....	43
3.3.2.3 Geológicos.....	44
3.3.2.4 Geomorfológicos	45
3.3.3 ESTUDIO GEOTECNICO PARA LAS CIMENTACIONES.....	46
3.3.3.1 Sismicidad	46
3.3.3.2 Análisis de las condiciones sísmicas en el Alto Mayo	46
3.3.3.3 Mecánica de Suelos	48
3.3.3.4 Dinámica de Suelos.....	49
3.3.4 TRABAJOS DE CAMPO.....	49
3.3.5 ENSAYOS DE LABORATORIO	50
3.3.6 DESCRIPCION GEOLOGICA DEL SUBSUELO DE LA CIMENTACION DE LA ESTRUCTURA	51
3.3.7 ANALISIS DE LA CIMENTACION DE LA BOCATOMA.....	51
3.3.7.1 Tipo de cimentación	51
3.3.7.2 Profundidad de cimentación	52
3.3.7.3 Cálculo de la capacidad de carga admisible	52
3.3.7.4 Análisis de la capacidad de carga admisible	54
3.3.8 AGRESION POR SALES.....	54
3.3.9 CANTERAS	55
3.3.9.1 Agregados	55
3.3.10 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO	55
CAPITULO IV	57
DISEÑO HIDRAULICO DE LA BOCATOMA.....	57
4.1 GENERALIDADES SOBRE LAS ESTRUCTURAS DE CAPTACION	57
4.2 INFORMACION REQUERIDA PARA EL DISEÑO DE BOCATOMAS.....	57
4.2.1 UBICACIÓN	57
4.2.2 TOPOGRAFÍA	58
4.2.3 CONDICIONES GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS.....	59
4.2.4 ASPECTOS HIDRAULICOS.....	59
4.2.5 ESTUDIOS HIDROLOGICOS.....	59
4.2.6 ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL.....	60
4.2.7 OTROS ESTUDIOS.....	60



4.3	BOCATOMA.....	61
4.4	PRINCIPALES TIPOS DE BOCATOMAS.....	61
4.4.1	TOMAS RUSTICAS.....	61
4.4.2	BOCATOMAS DIRECTAS.....	61
4.4.2.1	Bocatoma directa frontal.....	62
4.4.2.2	Bocatoma directa lateral.....	62
4.4.3	BOCATOMAS CON PRESAS DERIVADORAS.....	63
4.4.3.1	Bocatoma con barraje fijo.....	63
4.4.3.2	Bocatoma con barraje móvil.....	63
4.4.3.3	Bocatoma con barraje mixto.....	63
4.4.4	TOMA TIROLESA O CAUCASIANA.....	63
4.5	PARTES DE UNA BOCATOMA.....	64
4.5.1	MUROS O DIQUES DE ENCAUZAMIENTO.....	65
4.5.2	PRESA DERIVADORA.....	65
4.5.2.1	Barraje o azud.....	65
4.5.2.2	Disipador de energía o colchón amortiguador.....	65
4.5.2.3	Delantal o mandil sumergido.....	66
4.5.3	CANAL DE LIMPIA.....	66
4.5.4	TOMA O CAPTACION.....	66
4.5.4.1	Ventana de captación.....	66
4.5.4.2	Canal desrripiador.....	66
4.5.4.3	Poza de tranquilización.....	67
4.5.4.4	Aliviaderos.....	67
4.6	CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL RIO AVISADO.....	67
4.7	CALCULO DE LA RUGOSIDAD (n) DEL RIO EN EL PUNTO DE INTERES.....	68
4.8	DISEÑO DEL BARRAJE (Fijo y Móvil).....	69
4.8.1	COMPUERTA DE LIMPIA.....	70
4.8.2	PREDIMENSIONAMIENTO DEL PILAR.....	71
4.8.3	CARGA DE AGUA SOBRE LA CORONA DEL BARRAJE:.....	72
4.8.4	CALCULO DE LA CRESTA DEL CIMACIO O AZUD:.....	77
4.8.5	DISIPACION DE ENERGIA: TANQUE AMORTIGUADOR.....	81
4.8.5.2	Longitud de la poza de disipación de energía (L_p).....	82
4.8.6	CALCULO DEL ESPESOR DEL ENROCADO.....	83
4.8.7	DETERMINACION DEL ESPESOR DEL COLCHON AMORTIGUADOR.....	84



4.9 SUBPRESIONES – METODO DE E. W. LANE.....	84
4.9.1 SUPRESIONES CASO I: NO EXISTE DERRAME SOBRE LA CORTINA	86
4.9.2 SUPRESIONES CASO II: PARA CAUDAL DE MAXIMAS AVENIDAS.....	88
4.10 VENTANA DE CAPTACION	90
4.10.1 CALCULO DE LA ALTURA DE LA VENTANA DE CAPTACION (h)	91
4.10.2 DISEÑO DE LA CAMARA DE DECANTACION O DESRIPIADOR.....	92
4.10.3 DISEÑO HIDRAULICO EN EL SENTIDO TRANSVERSAL DEL DESRIPIADOR.....	95
4.10.4 DISEÑO DE LA REJILLA EN LA VENTANA DE CAPTACION.....	96
4.10.4.1 Análisis de esfuerzos de las rejillas de la bocatoma.....	97
4.10.5 TRANSICIONES.....	100
4.10.6 DISEÑO DEL CANAL DE LIMPIA.....	101
CAPITULO V.....	104
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA BOCATOMA	104
5.1 ESTABILIDAD DEL BARRAJE.....	104
5.1.1 FUERZA HIDROSTATICA	106
5.1.2 FUERZAS DEBIDO A LA SUPRESION: MÉTODO DE LA U.S. B. OF R.....	106
5.1.3 FUERZAS DEBIDO AL PESO DEL BARRAJE.....	107
5.1.4 FUERZAS DEBIDO AL SISMO.....	109
5.1.5 ANALISIS DE ESTABILIDAD	110
5.1.5.1 Análisis al Volteo	111
5.1.5.2 Análisis al Hundimiento	111
5.1.5.3 Análisis al Deslizamiento.....	112
5.2 MUROS DE ENCAUZAMIENTO.....	118
5.2.1 LONGITUD DE MUROS DE ENCAUZAMIENTO.....	119
5.2.2 CURVA DE REMANSO	119
5.2.3 DISEÑO DEL MURO DE ENCAUZAMIENTO.....	119
5.2.3.1 Muro de contención en voladizo.....	119
5.2.3.2 Diseño de la pantalla	121
5.2.3.3 Diseño de la zapata.....	124
5.3 LOSA DE OPERACIÓN O COMPUERTA DEL CANAL DE LIMPIA.....	138
5.4 PILARES	142
5.4.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL:	144
5.4.2 FUERZAS ACTUANTES:.....	145
5.1.1 Zapata del Pilar	153



CAPITULO VI.....	160
MATERIALES Y METODOS	160
6.1 MATERIALES.....	160
6.2 METODOLOGIA	161
CAPITULO VII.....	163
RESULTADOS	163
7.1 RESULTADOS.....	163
7.1.1 RESULTADOS DEL ANALISIS HIDRAULICO.....	163
7.1.2 RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL	164
CAPITULO VIII	168
DISCUSIÓN Y ANALISIS DE RESULTADOS	168
8.1 DISCUCIÓN.....	168
CAPITULO IX.....	170
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	170
9.1 CONCLUSIONES.....	170
9.2 RECOMENDACIONES.....	171
CAPITULO X.....	172
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	172
CAPITULO XI	174
ANEXOS	174



RESUMEN

La presente Tesis de Ingeniería esta enmarcada dentro del programa de titulación según la modalidad de formulación y sustentación de tesis, que conducirá a la obtención del título profesional de ingeniero civil del autor.

Para estos fines se ha elegido desarrollar un tema del área de hidráulica titulada "Diseño Hidráulico y Estructural de la Bocatoma del Proyecto de Riego "Avisado – Valle la Conquista", cuyo objetivo ha sido profundizar en los aspectos de diseño hidráulico y estructural de la bocatoma sobre el río Avisado, en el valle la Conquista.

Los datos considerados en el análisis se han tomado del Proyecto Especial Alto Mayo (PEAM), el cual plantea la utilización de los recursos del río Avisado, ubicado en centro poblado menor la Conquista, provincia de Moyobamba, región San Martín.

Dentro de este proyecto se está planteando irrigar aproximadamente 2,200 Has según el estudio de prefactibilidad, realizado por el PEAM (1997). En este proyecto se plantea una alternativa de captación en el río Avisado para cubrir dicha demanda.

El desarrollo de la tesis se presenta a través de seis capítulos, como sigue:

Capítulo I.- Se indica la introducción a la tesis, señalando la localización y la ubicación de la zona del proyecto, asimismo los objetivos y antecedentes para definir los alcances de la tesis.

Capítulo II.- Se realiza el análisis de la información básica disponible: topografía del terreno, condiciones hidrológicas, geológicas, etc.

Capítulo III.- Se presenta el marco teórico referente a las estructuras de captación, información necesaria para el diseño de bocatomas, tipos de bocatomas, partes principales de una bocatoma.

Capítulo IV.- Se presenta el diseño hidráulico de la bocatoma, el diseño comprende el dimensionamiento de la presa derivadora, la captación, el sistema de limpia y de los muros de encauzamiento.

Capítulo V.- Se presenta el diseño estructural de la bocatoma, el diseño comprende el reforzamiento del barraje, muros de encauzamiento, losa de operación de la compuerta de limpia y del pilar.

Capítulo VI.- Se indica las conclusiones y recomendaciones de los capítulos desarrollados.

ABSTRACT

The following Engineering thesis is framed within the degree program according to the modality of formulation and the support of the thesis, which will lead to the author to obtain the professional title of civil engineer.

For these aims it has been chosen to develop a subject of the area of titled hydraulics "Hydraulic and Structural Design of the Bocatoma of the Project of Irrigation "Avisado–Valley La Conquista", which objective has been to study in depth the aspects of hydraulic design and structural of bocatoma over the river Avisado, in the valley la Conquista.

The data considered in the analysis has been taken from Proyecto Especial Alto Mayo (PEAM), which brings up the use of the resources of the Avisado river, located in the smaller populated center Conquista, province of Moyobamba, region San Martín.

Within this project it has been considered to irrigate approximately 2.200has; according to the feasibility study, made by the PEAM (1997). In this project an alternative of pick up in the Avisado river is considered to cover this demand.

The development of the thesis appears through six chapters, as it follows:

Chapter I: The introduction to the thesis is indicated. It indicates the location and position of project's zone, also the objectives and records to define the accomplishments of the thesis.

Chapter II: The analysis of the basic information available is made: geologic topography of the land, hydrological conditions, geological, etc.

Chapter III: The theoretical frame referring to the pick up of the structures appear, necessary information for the design of bocatomas, types of bocatomas, and the main parts of one bocatoma.

Chapter IV: The hydraulic design of bocatoma appears, the design includes/understands the sizing of the derived dam, the pick up, the sysmtem of cleaning and walls of channeling.

Chapter V: The structural design of bocatoma appears, the design includes/understands the reinforcing of the barrage, walls of channeling, slab of operation of the floodgate of cleaning and the pillar.

Chapter VI: One indicates the conclusions and recommendations of the developed chapters.



CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 GENERALIDADES

El Proyecto Especial Alto Mayo (PEAM), es el ente responsable de la ejecución del Proyecto "Desarrollo Integral Alto Mayo" (DIAM) cuyo objetivo principal es elevar los ingresos de la población, haciendo uso sostenible de los recursos de agua y suelo.

Dentro de este contexto considera el mejoramiento de los sistemas de riego y drenaje en la margen izquierda del río Mayo, como uno de los factores importantes para fomentar el desarrollo de la zona.

En tal sentido el Proyecto Especial Alto Mayo ha considerado importante el mejoramiento de los sistemas de riego y drenaje en la margen izquierda del río Mayo, conformados por 04 sub-proyectos de riego independientes denominados: San José del Alto Mayo, José Olaya – San Pedro, Avisado – la Conquista y la Libertad, priorizando la implementación del sub-proyecto Avisado – la Conquista, delimitado por los ríos Avisado y Huascayacu.

1.2 ASPECTOS GENERALES DE LA TESIS DE INGENIERIA

1.2.1 UBICACIÓN

El área del proyecto de riego "El Avisado – Valle la Conquista", se ubica en la margen izquierda del río Avisado, afluente del río Mayo.

Políticamente pertenece a la región San Martín, Provincia de Moyobamba, Distrito de Moyobamba, Caserío valle la Conquista.

La cuenca del río Avisado en la zona del proyecto se localiza entre los paralelos 5° 50' y 5° 55'30" de latitud sur y entre los meridianos 77° 08' y 77° 13' de longitud Oeste (Ver Figura N° 2.1 del anexo).

1.2.2 VIAS DE ACCESO

La principal vía de comunicación terrestre lo constituye la carretera Fernando Belaunde Ferry (F.B.T.); que une la región nororiental con la costa por la variante Corral Quemado – Olmos.

La red vial secundaria que une la Conquista con Nueva Cajamarca o Rioja se hace desde la carretera Fernando Belaunde Terry, llegando al puerto Yuracyacu, en la localidad del mismo nombre, para cruzar el río Mayo a través del puente recientemente construido.

A partir del puerto, por carretera sin afirmar en un tramo de 27Km., aproximadamente, se llega hasta los caseríos la Conquista y Pueblo Libre.

1.2.3 CLIMATOLOGIA

El área de riego se encuentra situada entre las cotas de 806.00 m.s.n.m. a 820.00 m.s.n.m., perteneciente a la región natural selva alta.

Esta región, por su posición geográfica y de baja latitud se encuentra en la zona ecuatorial de clima tropical que se caracteriza por ser muy cálido, además, es bastante húmedo y lluvioso.

No existiendo información meteorológica de la zona de estudio, pero por su cercanía al valle la Conquista se puede aceptar los registros de Rioja del departamento de Climatología de CORPAC S.A. y de la estación pluviométrica de Yuracyacu. (Ver Cuadro N° 1.1 del ANEXO).

Del cuadro de precipitaciones, se puede concluir que el régimen de distribución de la precipitación mensual muestra que en la zona llueve todo el año, alcanzando los mas altos índices entre los meses de Septiembre a parte de Mayo; con un máximo superior a los 200mm concentrándose la menor precipitación prácticamente entre los meses de Junio a Agosto en el orden de los 40mm.

De la observación a los registros de temperatura, se puede deducir que éstas sufren variaciones a lo largo del año, alcanzando las máximas un promedio mensual del orden de los 29°C, en tanto que la temperatura mínima en los meses de Junio a Setiembre baja hasta los 16°C.

1.2.4 HIDROGRAFIA Y DRENAJE

La hidrografía de la zona en estudio esta representada por el río Avisado, fuente de la irrigación y afluente del río Mayo. También forman parte del sistema hidrográfico local, las quebradas de Limoncillo I y II, la quebrada Fernández.

Los suelos ubicados en las terrazas bajas presentan problemas de drenaje debido mas que todo a la presencia de una napa freática relativamente alta, lo que se acentúa en las épocas de mayor precipitación con el aumento del nivel de las aguas del río Avisado que dificulta el drenaje de los mismos que reduce la cobertura de cultivos alternativos para la zona.

Aguas abajo del eje de ubicación de la nueva captación se encuentra una mira con lecturas que continúan haciéndose aunque los aforos se realizaron por personal del PEAM sólo en el periodo entre Diciembre de 1996 y Junio de 1999.

Del reconocimiento de campo se apreció el carácter meándrico del curso del río Avisado y que la protección de la vegetación sobre el cauce mayormente anverso no constituye seguridad del mantenimiento de las curvas y contra curvas y cualquier modificación provoca aumento del proceso de cambio de curso.

La pendiente baja del río y el efecto de su confluencia con el río Mayo provoca remansos que afectan la evacuación de las aguas de lluvia que se precipitan sobre las áreas de riego.

1.2.5 TOPOGRAFIA

La zona estudiada forma parte del paisaje de llanura aluvial que conforma una gran depresión de superficie plana con pendientes entre 0 y 2 % cubierta por cultivos de arroz y vegetación natural.

1.2.6 ECOLOGIA

Desde el punto de vista ecológico las condiciones climáticas, han creado un medio ambiente favorable para la formación de bosques constituidos de árboles, arbustos y plantas herbáceas.

En los estudios de ecología regional y aplicando los criterios del Sistema de Clasificación de Zonas de Vida del Mundo del Dr. L. R. Holdridge, el área esta incluida en la formación ecológica bosque húmedo – Premontano Tropical (bh – PT), transicional a bosque seco Premontano Tropical (bs – PT).

Desde hace 15 años los bosques se están transformando en tierra agrícola para cultivos en secano (maíz, frijol, café, pastos y coca) y de riego (arroz). Entre los ecosistemas todavía existentes destacan los aguajales (biotopos húmedos con

alta biodiversidad bajo protección, por ejemplo palmera aguaje: (*Mauritia flexuosa*) y chamizales con vegetación baja sin ningún potencial forestal maderero o agrícola. Finalmente existen ecosistemas de extrema fragilidad (pendientes montañosas con deforestación avanzada), cuyo deterioro tendrá serias consecuencias para el sistema de riego.

Las especies vegetales encontradas con mayor frecuencia son: Tangarana (*Triplaris* sp.), Cetico (*Cecropia* sp.), Aguaje (*Mauritia flexuosa*), Ungurahui (*Jessenia* sp.), Bolaina (*Guazuma crinita*), Renaco (*Ficus religiosa*), Oje (*Ficus antihelmintica*), Cedro blanco (*Cedrela mexicana*), Sangre de grado (*Cortón* sp.), Zapote (*Matisia* sp.), Shapumba (*Pteridium* sp.), Guaba (*Inga* sp.), etc.

Entre los ejemplares de fauna silvestre que habitan en zonas no deforestadas se encuentra la sachavaca, huangana, sajino y venado.

1.2.7 GEOLOGIA GENERAL

Estatigráficamente en la zona de estudio, se encuentran suelos aluvionales del cuaternario, constituidos por arcillas, limos y arenas, los cuales descansan en profundidad sobre formaciones mas antiguas del terciario, como la formación YAHUARANGO, la cual esta conformada por limoarcillitas rojas, en estratos medios, con niveles de conglomerado de color rojo, capas gruesas de areniscas intercalada con limonitas de grano medio a grueso.

El área de estudio se encuentra incluida en la zona "II" o de sismicidad alta del Perú, según el Reglamento Nacional de Construcciones. (Ver Figura N° 2.2 del anexo).

1.2.8 INFRAESTRUCTURA DE RIEGO EXISTENTE EN EL AREA DEL PROYECTO

El reconocimiento del Sistema de Riego y Drenaje se realizó desde la actual captación siguiendo el canal El luchador hasta llegar a su división entre los sublaterales 24 de junio y el Tayme.

La bocatoma se encuentra colapsada y se capta aguas a través de tubos de drenaje ARMCO instalados al centro del cauce antiguo entre sacos llenos de arena.



El canal El Luchador presenta casi las mismas características del río Avisado esto es con una forma irregular, con un estrato superior arenoso con taludes cubiertos por vegetación y en su fondo que supera los 3.00m de profundidad llegan a un estrato arcilloso.

Las tomas laterales son rusticas y los canales tienen un trazo irregular y secciones transversales variadas y definidas que forman pozas en las cuales los usuarios lavan ropa y se bañan. Del mismo modo se observa que la quebrada Santa Rosa no tiene cauce definido sino hasta su parte baja y de la cual se capta aguas contaminadas como un sublateral.

Muchos laterales terminan en parcelas, lo mismo sucede por ejemplo por la quebrada Fernández.

De otro lado el nivel de las aguas del río Avisado no deja drenar libremente por gravedad los excedentes de agua que inundan las tierras bajas.

En resumen el sistema de riego es rustico, el canal no esta revestido y no tienen las obras que impidieran inundar los predios vecinos ni evacuar las aguas excedentes por la falta de cota de salida libre.

1.2.9 ASPECTOS SOCIOECONOMICOS

1.2.9.1 Población y su densidad

De acuerdo a las encuestas realizadas en el año 2000 por el PEAM, en el ámbito del sistema de Riego Avisado existe un total de 357 propietarios de tierras, que vienen a representar las cabezas de familia.

Si hay un promedio de 5 miembros por familia, entonces habrá una población estimada de 1785 habitantes asentados en un ámbito de 2875 has que vienen a representar 28.75 km², o sea que habrá una densidad de población de 62 habitantes / km² de territorio.

Esta población según tabla de conversión para sexo y rango de edad se puede proyectar. (Ver Cuadro N° 1.2 del anexo).

Se puede apreciar que del total de la población el 55.6% es varón y 44.4% es mujer, la población de 15 – 64 años es la que predomina con un 58.1%.

La población en edad escolar es aproximadamente de 454 pobladores o sea el 25.4%.

1.2.9.2 Población económicamente activa

La población del Avisado económicamente en edad de trabajar, de 14 – 65 años, es del 58.1%. La principal ocupación del Jefe del Hogar es la agricultura, seguida de la ganadería y otras en menor proporción referidas al comercio y los servicios. (Ver Cuadro N° 1.3 del anexo).

De este cuadro se puede deducir que el 94.6% se dedica a la actividad agropecuaria, en menor % se dedican al comercio, transporte, servicios de restaurantes, topografía y administración pública. Esto nos indica que en el ámbito del sistema de riego Avisado, los productores realizan una serie de actividades para obtener un ingreso y por lo tanto son multiactivos que es una característica fundamental de las economías campesinas, donde el principal recurso es la mano de obra familiar.

Analizando por género, vemos que la mujer participa en un 27.3% (Ver Cuadro N° 1.3 del anexo), en la actividad económica del Avisado, sin embargo hay que aclarar que esto es relativo, por que hay que considerar que tiene una alta participación en el hogar tanto en las actividades productivas, como reproductivas y sociales.

1.2.10 FUERZA LABORAL EN EL CASERIO DE EL AVISADO

De acuerdo al Cuadro N° 1.2 del anexo y considerando la población mayor de 5 años se puede determinar la fuerza laboral del Avisado, aplicando coeficientes según edad y sexo:

Se puede apreciar la fuerza laboral estimada para el Avisado, que según se puede apreciar, llega a 1047 jornales por día. (Ver Cuadro N° 1.4 del anexo).

1.2.11 MIGRACION

Según el estudio socioeconómico realizado por el PEAM, el 100% de los encuestados manifestaron que no proceden de la región San Martín, el 44% manifestaron que proceden de Chota, el 22% de Cutervo, el 17% de Piura y 17% restante manifestó que procede de Santa Cruz, Bagua y Jaén.

Esta corriente migratoria de la costa norte y sierra norte hacia la región San Martín se debe a que las tierras son cada vez más escasas en esas zonas, obligándolos a viajar a la zona de selva más cercana, que en este caso es San Martín, en busca de trabajo o de tierras ya sea con monte virgen o en explotación.



Sin embargo así como hay una corriente inmigratoria, hay una corriente contraria emigratoria, en un porcentaje muy bajo (7.1%), que viaja a otras ciudades en busca de trabajos temporales con el fin de incrementar el ingreso familiar.

1.2.12 ORGANIZACIONES VECINALES

En el documento "Los servicios en la irrigación Avisado - la Conquista" podemos apreciar que las organizaciones más importantes que intervienen en la prestación de servicios sociales en el ámbito del Sistema de Irrigación Avisado - la Conquista son el Comité Pro Agua Potable, Comité de Electrificación, Comité de Transportistas, Clubes de Madres, Comedores Infantiles, Club Deportivo, Asociación de Padres de Familia, Comité de Autodefensa, Grupos Religiosos, Programa Nacional de Asistencia Alimenticia (PRONAA), Teniente Gobernador, Agente Municipal, Puesto de Salud, Colegio Nacional Agropecuario, Escuela Primaria y Centro Educativo Inicial.

Al analizar cada uno de los servicios prestados por las diferentes organizaciones mencionadas se llegó a las siguientes conclusiones:

Si bien es cierto que existen entidades que prestan servicios en la zona, éstas no llegan como el receptor lo desea, siendo así que los productores de arroz ven truncadas sus esperanzas al tener que someterse a la oferta y la demanda de los intermediarios; últimamente PRONAA, ha iniciado la adquisición de éste cereal pero el campesino, muy poco llega a ser un beneficiario de esta bondad, dado que los requisitos que se debe de cumplir les implica organizarse, realizar gastos y someterse al proceso de la licitación.

Otra debilidad que existe en la zona es la falta de un servicio de salud eficiente, si realmente existe una posta que esta abierta para las familias, ésta no logra satisfacer las demandas de la población, pues no cuenta con los implementos quirúrgicos necesarios, ni con todos los fármacos (insuficiente medicamentos básicos), ni menos con suficientes profesionales competentes.

En lo que respecta al fluido eléctrico, éste es proporcionado en un horario determinado y las limitaciones de potencia, es un problema que fue identificado en la mayoría de los talleres.

En relación a los Centros Educativos, existe poca capacitación al docente; el mobiliario no es acorde al nivel o grado de estudios; también es notoria la inasistencia de alumnos al centro por motivo del mal estado de los caminos y la



distancia en épocas de lluvia; la escasa atención médica, la falta de agua potable y la zona endémica, hace que los educandos se vean afectados por la parasitosis; en lo que se refiere al material bibliográfico no se cuenta con una biblioteca donde el docente o el alumno pueda reforzar sus conocimientos, actualmente sólo utilizan el material entregado por el Ministerio de Educación; refieren que existe ausentismo de miembros de APAFA y hay falta de comunicación entre profesores alumnos y padres de familia; además refieren existe carencia de infraestructura, mobiliario y otros.

Los pobladores identificaron que las inundaciones afecta sus viviendas; de igual modo ven como problema la falta de fluido eléctrico; requieren una escuela no muy distante; además ven como falta: letrinas, agua potable, correo público, biblioteca, personal en la posta médica, el mal estado de las carreteras, y que las charlas sean dadas también a sus feligreses.

La organización de mujeres identifican que la recepción de alimentos es un servicio importante y que actualmente es deficiente, solicitan a PRONAA que entregue alimentos variados y en mayor cantidad, se ha detectado que los alimentos recepcionados muchas veces se encuentran en mal estado; esta organización identifica también la falta de luz eléctrica, agua potable, letrización y problemas creados por las lluvias.



CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1 ANTECEDENTES

En el año 1987, el Proyecto Especial Alto Mayo, realizó el Estudio de Prefactibilidad Irrigación Margen Izquierda río Mayo, dentro del cual se describe la irrigación del Valle la Conquista. Dicho estudio propone utilizar un paquete tecnológico orientado a la ampliación de la frontera agrícola.

En el año 1988, el Proyecto Especial Alto Mayo en convenio con el PLAN REHATI, realizó el Estudio de Factibilidad de Drenaje y Control de Inundación de la margen izquierda del río Mayo, en el cual plantea una red de sistemas de drenaje para mejorar las condiciones de drenaje superficial, como complemento para ampliar la frontera agrícola.

En el año 1992, el Proyecto Especial Alto Mayo, realizó el estudio de factibilidad "Proyecto de Desarrollo Rural Alto Mayo, Etapa II: Valle la Conquista", en el cual plantea un proyecto de desarrollo rural multi-sectorial Integrado, el que incluye los componentes destinados a crear la infraestructura básica de producción agropecuaria y de suministro de servicios técnicos y sociales a la población beneficiaria.

El Proyecto plantea una estrategia económica global sustentable en el tiempo.

En el año 1995, se realizó el estudio de pre-factibilidad del proyecto de riego Alto Mayo, ejecutado por la empresa Consultora GFA-CES. El estudio se basa explícitamente en el desarrollo de la margen Izquierda del Alto Mayo y plantea el desarrollo del proyecto de riego Avisado - la Conquista, para irrigar 2,200has., de arroz en campaña chica.

2.2 FORMULACION Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

No se dispone del diseño hidráulico y estructural de la bocatoma que forme parte de los estudios definitivos de ingeniería del proyecto de irrigación el "Avisado - Valle la Conquista".

2.3 OBJETIVOS

Los objetivos de la presente tesis de Ingeniería son:

2.3.1 OBJETIVO GENERAL

- ⊕ Realizar el diseño hidráulico y estructural de la bocatoma de tal manera que forme parte de los estudios definitivos de ingeniería del proyecto de irrigación el "Avisado – Valle la Conquista", cuya ejecución permitirá el desarrollo social y económico de sus beneficiarios contribuyendo a mejorar su calidad de vida.

2.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- ⊕ Realizar el diseño hidráulico y estructural de cada uno de los componentes estructurales de la bocatoma, como son: barraje, poza de amortiguación, canal de limpia, compuertas de captación y muros de encauzamiento.
- ⊕ Contribuir en la mejora de la eficiencia de captación de agua hacia el canal principal garantizando el abastecimiento permanente según la demanda del proyecto.

2.4 JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION

La dificultad que presenta, la no existencia de todos los estudios definitivos de ingeniería, no permite, la culminación del proyecto de irrigación el Avisado – valle la Conquista.

Teniendo en consideración este problema, el desarrollo del presente trabajo de investigación, hará lo posible realizar el diseño hidráulico y estructural de la bocatoma, que permita:

- ⊕ Mejorar la captación y administración del recurso hídrico.
- ⊕ Garantizar una optima operación y conservación de las obras de riego.
- ⊕ Ampliar la frontera agrícola en el valle el Avisado – la Conquista, al disponer de infraestructura de riego adecuada.

Contribuir a la formación de una fuente tecnológica de información respecto al diseño de bocatomas.



2.5 DELIMITACION DE LA INVESTIGACIÓN

El desarrollo del presente trabajo de investigación se limita al cálculo hidráulico que facilite el dimensionamiento o tamaño de la bocatoma, así como de cada uno de sus componentes, para luego realizar el cálculo estructural que permita la elaboración de los planos definitivos del proyecto.

2.6 HIPOTESIS A DEMOSTRAR

Es posible realizar el diseño hidráulico y estructural de la bocatoma con la finalidad que forme parte de los estudios definitivos de ingeniería del proyecto de irrigación el Avisado – valle la Conquista.



CAPITULO III

ESTUDIOS BASICOS

3.1 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

3.1.1 INFORMACION DISPONIBLE

La información con la que se cuenta forma parte de los estudios básicos realizados por el PEAM, estos son los siguientes:

- ⊕ Levantamiento Topográfico de la zona en estudio a escala 1: 10,000, con curvas de nivel cada 1.00m, con plano de control planimétrico y BMS para el control altimétrico.

3.1.2 ALCANCES DE LOS LEVANTAMIENTOS

Los levantamientos topográficos abarcaron el trazo del eje del canal principal proyectado El Luchador (1255m) y los canales laterales (Ver Cuadro N° 2.1 del anexo).

Así como el levantamiento de la bocatoma existente y de la nueva bocatoma a proyectarse sobre el río Avisado.

Los trabajos de campo se realizaron con ubicación de los puntos iniciales PIs y finales de los ejes del trazo, según coordenadas geográficas UTM. (Ver Cuadro N° 2.2 del anexo)

3.2 ESTUDIOS HIDROLOGICOS

3.2.1 INTRODUCCION

El Estudio hidrológico ha sido desarrollado en función a los alcances establecidos que se deben seguir para el diseño hidráulico de una bocatoma.

Para ello se recopiló y analizó la información básica existente. Asimismo, se realizó una visita de reconocimiento de campo, de la zona de influencia del proyecto, obteniéndose información adicional.

Cabe remarcar, que en la misma zona de la cuenca del río Avisado existe poca información hidrometeorológica, ya que las estaciones de medición de

parámetros climatológicos y de la estación de aforo han empezado su funcionamiento a partir de 1996.

Esta deficiencia, en parte, ha sido superada al contar con estaciones climatológicas, en la zona de influencia del proyecto, con largo período de medición, tales como Moyobamba y Rioja (ambas cuentan con información desde el año 1951).

El objetivo general del estudio es analizar el comportamiento hidrológico de la cuenca del río Avisado. Los objetivos específicos que se pretenden alcanzar son los siguientes:

- ⊕ Determinar la disponibilidad de agua para el proyecto.
- ⊕ Estimar la demanda de agua del proyecto, según la cédula de cultivos planteada.
- ⊕ Realizar el balance hidrológico del proyecto, teniendo en cuenta la disponibilidad y la demanda de agua.
- ⊕ Efectuar el análisis de máximas avenidas, de tal forma de establecer los caudales máximos para el diseño y dimensionamiento de la bocatoma, obras hidráulicas y de protección.
- ⊕ Realizar la evaluación de la acción erosiva de las aguas superficiales y el transporte de sedimentos.

3.2.2 INFORMACION BASICA

3.2.2.1 Información hidrometeorológica y cartográfica

La información hidrometeorológica utilizada en el presente estudio consta de registros de precipitación mensual, precipitación máxima en 24 horas, temperatura media, temperatura máxima, temperatura mínima, humedad relativa y descargas. Esta información ha sido obtenida de los estudios anteriores, siendo actualizada, en la medida de lo posible, sobre la base de los datos proporcionados por el **PEAM** y por el **SENAMHI**. (Ver ANEXO)

Además, se presenta el listado de las estaciones involucradas en el Estudio (Ver cuadro N° 2.3 del anexo).

- ⊕ La **información pluviométrica** obtenida corresponde a las estaciones: Moyobamba 50 años, periodo 1951-2001; Rioja 47 años, periodo 1951-1998;

Buenos Aires, Pueblo Libre, San José, Shimpiyacu y Valle la Conquista 5 años periodo 1996-2001. (Ver Cuadros del N° 2.4 al N° 2.10 del anexo)

Estas últimas estaciones, inician su periodo de registro, una vez, identificado el estudio del proyecto, es decir a partir del año 1996, a cargo del PEAM.

- ⊕ Los **registros de temperatura**, corresponden a las estaciones: Moyobamba, Rioja, Buenos Aires, Valle la Conquista, Pueblo Libre y San José. (Ver Cuadros del N° 2.11 al N° 2.14 del anexo)
- ⊕ La información de **humedad relativa**, corresponde a la estación Moyobamba. (Ver Cuadro N° 2.15 del anexo)
- ⊕ La **información hidrométrica** recabada del **PEAM**, está referida a los datos de descargas de la estación limnimétrica Bocatoma, ubicada sobre el río Avisado. (Ver Cuadros N° 2.16 y N° 2.17 del anexo)

Para el desarrollo del estudio, se ha contado con la siguiente información cartográfica: mapa del Perú (1/1000000); mapa departamental de San Martín (IGN, 1/25000); mapa físico del departamento de San Martín (1/500000); mapa ecológico del Perú (ONERN, 1/1000000); mapa geológico (1/100000); plano de zonas de vida (ONERN, 1/200000), planos de la cuenca del Río Avisado (IGN, 1/100000) y planos producidos (diferentes escalas) por los estudios anteriores.

3.2.2.2 Estudios anteriores

Los estudios anteriores recopilados y revisados son los siguientes:

- ⊕ "Determinación de las características hidrológicas en la cuenca alta del Río Mayo". **PEHCBM**, 1988.
- ⊕ "Estudio hidrológico del Río Mayo". **PEAM**.
- ⊕ "Estudio hidrológico de la carretera Tarapoto - Moyobamba - Rioja".
- ⊕ "Estudio de factibilidad del mejoramiento del sistema de riego Yuracyacu". **PEAM**, 1998.
- ⊕ "Estudio hidrológico del Río Avisado". **PEAM**, 1999.

3.2.3 RECONOCIMIENTO DE CAMPO

Esta fase del estudio ha consistido en el reconocimiento de las condiciones climáticas de la zona de estudio. Se visitó la mayoría de estaciones de medición hidrometeorológicas existentes en la zona. Asimismo, se visitó la zona de



captación y se recorrió parte del sistema de riego y drenaje del proyecto de Irrigación Avisado - la Conquista, también se tuvo especial interés en conocer las condiciones en que se conducen los cultivos en la zona de riego.

En cuanto al comportamiento de la escorrentía se visitó varias secciones de los ríos Mayo y Avisado, sobre todo las que merecen especial interés para el proyecto. En la sección de la bocatoma actual se pudo observar los trabajos ejecutados por los agricultores, de encauzamiento del río Avisado y de construcción de una captación provisional, con el uso de sacos llenos de arena y alcantarillas.

Pudo apreciarse que el cauce del río Avisado está conformado básicamente por arenas y que las riberas están totalmente vegetadas (monte).

De lo observado, el arrastre de sedimentos es mínimo; no hay gravas en el cauce ni en las orillas, sólo arena fina a media; se asume que en tiempo de crecidas existe mayor actividad, en cuanto al transporte de sedimentos se refiere.

La cuenca del río Avisado, de forma alargada, está conformada básicamente por suelos arenosos con capas orgánicas superficiales y se encuentra cubierta en gran porcentaje por vegetación permanente y temporal (sembríos). En la zona baja el río Avisado recorre una zona plana, donde existen problemas de drenaje e inundaciones.

En esta zona baja de la cuenca se encuentra la irrigación Avisado - la Conquista, donde se observó que, prácticamente, toda el área estaba sembrada de arroz.

3.2.4 CARACTERISTICAS DE LA CUENCA DEL RIO AVISADO

Una cuenca hidrográfica se define como el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se concentran para formar un solo cauce principal. Cada cauce de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido.¹

En un sentido más restringido, la cuenca se considera como aquel territorio del cual provienen, o pueden provenir, las aguas que escurren por una determinada

¹ MAXIMO VILLON BEJAR. "Hidrología". Pág. 21. Segunda Edición. Edit. "VILLON". Febrero 2002. Lima - Perú.

sección del cauce de un río, respecto a la cual se define la cuenca (punto de interés).

Las cuencas pueden considerarse como sistemas naturales dinámicos en los que es posible estudiar los procesos hidrológicos.

Una cuenca se caracteriza por una serie de parámetros físicos y geomorfológicos que definen su comportamiento hidrológico. Por otro lado, las características físicas, geomorfológicas e hidrológicas de la cuenca, no sólo dependen de su estructura geológica, sino también del relieve de la superficie terrestre, el clima, el tipo de suelo, la vegetación y, cada vez en mayor medida, de las repercusiones de la acción humana en el medio ambiente de la cuenca.

3.2.4.1 Área de la cuenca

Se refiere al área proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular. Se obtiene después de delimitar la cuenca.²

El área de la cuenca es el principal parámetro de referencia en hidrología, ya que está directamente relacionado con la superficie de captación de la lluvia.

A mayor área será mayor la precipitación que se transforma en escorrentía. Su magnitud influye sobre las características de la escorrentía.

Desde el punto de vista hidrológico, dividiendo el caudal medido en el punto de evacuación por el área correspondiente de la cuenca se obtiene el caudal específico o rendimiento hídrico ($l/s/km^2$). El área de la cuenca del río Avisado es de $A = 423.8 Km^2$.

3.2.4.2 Perímetro de la cuenca

Se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca.³

El perímetro de la cuenca es la longitud de la divisoria de aguas. Es característico para cada cuenca; tiene influencia en el tiempo de concentración. Está estrechamente relacionado con área de la cuenca y es utilizado para la determinación de los diferentes parámetros geomorfológicos, tales como el

² MAXIMO VILLON BEJAR. "Hidrología". Pág. 23. Segunda Edición. Edit. "VILLON". Febrero 2002. Lima – Perú.

³ ídem.

Coefficiente de Gravelious, el factor de forma, etc. El perímetro de la cuenca del río Avisado es de $P = 114.6 \text{ Km}$.

3.2.4.3 Forma de la cuenca

La forma de la cuenca determina la distribución de las descargas a lo largo del curso principal y es, en gran parte, responsable de las características de las crecientes que presentan las mismas. Se expresa a través de parámetros tales como el Índice de Compacidad y el Factor de Forma.

⊕ Índice de compacidad o coeficiente de Gravelious (K_C):

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo equivalente, de igual área que la cuenca en estudio.⁴

Indica la regularidad de la forma de la cuenca y su influencia en las máximas avenidas.

$$K_C = \frac{P}{\sqrt{\pi \times A}} = \frac{0.282 \times P}{\sqrt{A}} \quad (1.1)$$

En donde:

K_C = Índice de Compacidad

P = Perímetro de la cuenca (km).

A = Área de la cuenca (km²).

El K_C tiene relación con la forma de la cuenca y, por lo tanto, con la concentración del escurrimiento.

Si $K_C = 1$ se trata de una cuenca achatada, que se asemeja a una circunferencia; para cuencas alargadas, $K_C > 2$.

El K_C de la cuenca del río Avisado es de 1,57, lo cual refleja que se trata de una cuenca alargada, presentando pocas posibilidades de fuertes crecidas.

⁴ MAXIMO VILLON BEJAR. "Hidrología". Pág. 39. Segunda Edición. Edit. "VILLON". Febrero 2002. Lima - Perú.

⊕ **Factor de Forma (F_f):**

Es la relación entre el ancho medio de la cuenca (A_m) y la longitud (L) del cauce principal.⁵

El ancho medio de la cuenca se obtiene dividiendo el área de la misma entre la longitud L .

$$F_f = \frac{A_m}{L} = \frac{(A/L)}{L} = \frac{A}{L^2} \quad (1.2)$$

En donde:

F_f = Factor de forma de la cuenca.

A = Área total de la cuenca ($A = 423.8 \text{ km}^2$)

L = Longitud del curso de agua más largo o longitud mayor del rectángulo equivalente ($L = 50 \text{ km}$).

El Factor de Forma F_f de la cuenca del río Avisado es de 0,17, lo cual indica también que la cuenca es alargada y que la oportunidad de crecientes es baja.

⊕ **Pendiente del cauce (S_c):**

La pendiente de un tramo de un cauce de un río, se puede considerar como el cociente que resulta de dividir, el desnivel de los extremos del tramo, entre la longitud de dicho tramo.⁶

La pendiente media del cauce del río es un parámetro empleado para determinar la declividad o inclinación del curso de agua entre dos puntos dados y se determina mediante la relación:

$$S_c = \frac{(H_M - H_m)}{(100 \times L)} \quad (1.3)$$

Donde:

S_c = Pendiente del río.

⁵ Ídem.

⁶ MAXIMO VILLON BEJAR. "Hidrología". Pág. 39. Segunda Edición. Edit. "VILLON". Febrero 2002. Lima – Perú.

L = Longitud del río ($L = 50km$)

H_M = Altitud máximas del río ($H_M = 824.00m.s.n.m.$)

H_m = Altitud máximas del río ($H_m = 820.00m.s.n.m.$)

Para la cuenca del río Avisado se ha determinado como pendiente

$S_C = 0.0008$

3.2.5 ANALISIS CLIMATOLOGICO

En la zona del Proyecto, cuenca del río Avisado, el clima es un poco más cálido que el de las zonas de Moyobamba y Rioja, la temperatura media anual oscila entre 24,1°C (Estación Pueblo Libre) y 24,4°C (Estación la Conquista); la precipitación media anual varía entre 1192,7mm (Estación la Conquista), 1320,3 mm (Estación Pueblo Libre) y 1691,4mm (Estación Shimpiyacu).

3.2.5.1 Temperatura

En la zona del Proyecto este parámetro es medido en la estación la Conquista, que se ubica dentro de la cuenca del río Avisado. La temperatura media anual es de 24,4°C; fluctuando entre 24,7°C (diciembre) y 23,7°C (agosto). Se observa que la temperatura media es alta y con muy pequeñas variaciones (1°C).

Lo mismo sucede en las estaciones cercanas a la cuenca del río Avisado, donde la temperatura media anual es: Pueblo Libre, 24,1°C.

Se presenta a continuación los registros de temperatura media, máxima y mínima de las estaciones mencionadas. (Ver Cuadros del N° 2.11 al N° 2.14 del anexo).

Se presenta los diagramas respectivos de cada estación mencionada. (Ver Gráfico N° 2.1 del anexo).

3.2.5.2 Humedad relativa

De los registros obtenidos de la estación Moyobamba, se observa que la humedad relativa media es de 82,5%, variando de 80,3% (agosto) a 84,4% (marzo).

El registro de humedad relativa media de la estación Moyabamba, así como su respectivo histograma se presenta en el Anexo. (Ver Cuadro N° 2.15 y Gráfico N° 2.2 respectivamente).

Desde el punto de vista agrícola, la alta humedad relativa puede ser responsable de una mayor incidencia de enfermedades fungosas, así como de una menor transpiración de las plantas y menor evaporación.

3.2.6 ANALISIS DE PRECIPITACION

3.2.6.1 Generalidades

Los registros de precipitación mensual fueron analizados con el propósito de evaluar su consistencia, previamente a su utilización en el análisis pluviométrico correspondiente.

Se presenta dicha información, disponiéndose de registros bastante largos para las estaciones Moyobamba (1951 - 2001) y Rioja (1951 - 1998) y períodos cortos para las estaciones Buenos Aires, Pueblo Libre, San José, Shimpiyacu y la Conquista (1996 - 2001). (Ver Cuadros del N° 2.4 al N° 2.10 del anexo)

3.2.6.2 Análisis de concistencia

Para verificar la calidad de la información se procedió a realizar el análisis de consistencia, para identificar o detectar y remover los errores sistemáticos, que originan la inconsistencia de las series pluviométricas, y tener de esta manera, series confiables o concistentes. El análisis de concistencia desarrollado incluye el análisis gráfico y análisis de doble masa; no fue necesario efectuar análisis estadísticos ni corrección de información inconcistente o no confiable.

a) Análisis gráfico.- Consistió en la observación de la distribución temporal de las series de datos de precipitación mensual, para lo cual se elaboró los histogramas respectivos, en los que puede detectarse visualmente, posibles cambios o saltos y/o tendencias.

Se presenta los histogramas de precipitación mensual de las estaciones consideradas en el presente estudio. (Ver Gráficos del N° 2.3 al N° 2.7 del anexo)

b) Análisis de doble masa.- Se realizó comparando los datos de precipitación anual de una estación particular con los de una estación probadamente consistente o con una estación ficticia, cuyos valores de precipitación anual resultan del promedio de las estaciones consideradas en el análisis de doble masa. Si las estaciones, involucradas dentro del análisis, corresponden a similar comportamiento hidrológico, entonces el **diagrama**

de doble masa (gráfico de los valores acumulados de la estación particular con respecto a los de la estación ficticia) debe ser una línea recta, por lo que cualquier interrupción del diagrama o cambio de pendiente de la recta, significará la presencia de probables errores.

Para el análisis de doble masa, del conjunto de estaciones consideradas en el estudio, se efectuó el agrupamiento de las mismas, considerando la similitud en el comportamiento hidrológico y la longitud de registro de cada estación.

En los registros pluviométricos en los cuales se tiene datos faltantes, éstos se completaron con el valor de la media mensual respectiva. Con ello se consigue tener los valores de la precipitación total anual para el período de análisis de cada una de las estaciones.

Los valores de precipitación total anual de cada una de las estaciones se acumulan y se contrastan con los valores de precipitación anual acumulada de la estación ficticia.

Teniendo en cuenta que todas las estaciones consideradas en el presente análisis se encuentran ubicadas en una zona de comportamiento hidrológico similar, los diagramas de doble masa (doble acumulación de precipitación anual), al no existir errores, corresponden a líneas rectas.

Se presenta los resultados del Análisis de Doble Masa de los siguientes grupos de estaciones: Moyobamba y Rioja (período 1951 - 1998) y Moyobamba, Buenos Aires, Pueblo Libre, San José, Shimpiyacu y la Conquista (período 1996 - 2001). (Ver Gráficos del N° 2.8 al N° 2.13 del anexo)

En estos diagramas puede apreciarse que todas las estaciones analizadas presentan buen ajuste a una línea recta, estableciéndose en este sentido su concistencia. Por tal motivo, al nivel del presente Estudio, no ha sido necesario continuar con el análisis estadístico.

3.2.7 ESCORRENTIA SUPERFICIAL

3.2.7.1 Generalidades

El análisis de la escorrentía es fundamental para determinar, por un lado las disponibilidades de agua para los proyectos de aprovechamiento hidráulico, y por otro para estimar las máximas avenidas o crecidas, datos necesarios para el planeamiento de los mencionados proyectos.

Para el caso de la cuenca del río Avisado, la evaluación de los recursos hídricos, por falta de información de caudales dentro de la misma cuenca, se ha tenido que realizar en base a la información de cuencas vecinas.

En el "Estudio hidrológico del río Avisado", llevado a cabo por el **PEAM** en 1999, mediante un Consultor Externo, se realizó un análisis regional considerando 8 estaciones hidrométricas, ubicadas en cuencas vecinas. Las estaciones hidrométricas consideradas fueron: Shanao, sobre el río Mayo (ubicada en el Puente Bolivia, de la carretera Fernando Belaunde Terry, en el tramo Tarapoto - Moyobamba); Cumbaza, sobre el río Cumbaza; Requena, sobre el río Biabo; Desaguadero - Laguna Sauce, sobre el río Desaguadero; Soritor, sobre el río Soritor; Yuracyacu, sobre el río Yuracyacu; Gera, sobre el río Gera y Bocatoma, sobre el río Avisado.

En el presente estudio, al tratar de actualizar la información hidrométrica, se encontró que la estación Bocatoma no contaba con mayor información, que la considerada en el Estudio Hidrológico anterior (periodo de registro 1996 - 1999, motivo por el cual no se ha podido proceder a la actualización del análisis de caudales. (Ver Cuadro N° 2.16)

Como resultado del análisis de regionalización mencionado, luego de realizar un análisis de correlación simple entre los caudales medios anuales y el área de la cuenca de recepción, se obtuvo la siguiente ecuación de correlación logarítmica:

$$Q = 5.5802e^{0.0005A^7}; r = 97\%$$

En donde:

$$Q = \text{Caudal medio anual (m}^3\text{/s)}.$$

⁷ AGUA Y AGRO ASESORES ASOCIADOS. "Informe Final Estudio Irrigación la Conquista". Octubre 2002. Lima - Perú.

A = Área de la cuenca (km^2).

Según dicha ecuación de correlación, el caudal medio anual para el río Avisado, a la altura de la estación bocatoma, con 423.8km^2 de área colectora, le corresponde un caudal medio anual de $6,18\text{ m}^3/\text{s}$.

En el estudio "Determinación de características hidrológicas de la cuenca alta del río Mayo", llevado a cabo 1988, se estimó el escurrimiento superficial medio anual en forma indirecta, a través del método de "zonas de escurrimiento", propuesto por la **ONERN** en 1980; las descargas medias mensuales, para un punto de interés cualquiera, se generaron en base a una matriz adimensional de variabilidad mensual, establecida en función a la estación Shanao. Según esta metodología se obtuvo, para la sección de interés (Bocatoma) del río Avisado, de $9,83\text{ m}^3/\text{s}$.

3.2.7.2 Disponibilidad de agua

Por no contar con registros de caudales, para realizar el análisis de frecuencias, se ha tomado en consideración el registro de caudales generados para el río Avisado efectuado en el "Estudio hidrológico del río Avisado" (1999). (Ver Cuadro N° 2.3 del anexo).

Dicho registro fue sometido al análisis de frecuencias, obteniéndose como resultado las curvas de duración mensuales. (Ver Gráficos del N° 2.14 al N° 2.17 del anexo).

De las curvas de duración, se tomó los valores de caudal seguro, correspondientes al 85% de probabilidad de ocurrencia; puede observarse los valores de caudal seguro al 85% de persistencia; estos fluctúan entre $2,23\text{ m}^3/\text{s}$ (agosto) y $6,35\text{ m}^3/\text{s}$ (febrero). (Ver Gráfico N° 2.18 del anexo).

3.2.8 DEMANDA DE AGUA DE LOS CULTIVOS

Es muy importante poder conocer cuales son las necesidades hídricas de un determinado cultivo, para lo cual existen instrumentos de medición directa como es el caso del lisímetro. Pero, la disponibilidad de este instrumento y de otros similares representa elevados costos, que los hace inaccesible a los pequeños y medianos agricultores.

La alternativa es la de optar por métodos empíricos, los que se fundamentan en parámetros evaluables como la evapotranspiración y los parámetros climáticos de una determinada zona. Entre los métodos empíricos más utilizados se tienen los de Blaney - Criddle, Hargreaves y Penman, cada uno tiene su respectivo grado de confiabilidad, en función al número de elementos climáticos evaluados.

Para la estimación de las demandas agrícolas se requiere, primeramente determinar la evapotranspiración y definir los coeficientes de cultivo.

Se define a la evapotranspiración (ET_o) ó uso consuntivo, la cantidad de agua empleada por las plantas en su transpiración, al agua evaporada desde el suelo cercano a la planta como parte del agua necesaria para acumular en sus tejidos los nutrientes en forma de soluciones y suspensiones.⁸

El coeficiente de cultivo (K_c) es la relación entre la evapotranspiración de un cultivo determinado y la evapotranspiración de un cultivo de referencia (evapotranspiración potencial).⁹

Cada cultivo presenta diferentes características, las cuales se reflejan en sus respectivos coeficientes de cultivo (K_c), que varían mes a mes de acuerdo a la cobertura (tipo o grado de desarrollo) que presente el cultivo en ese momento.

En el caso del Proyecto de Irrigación Avisado - la Conquista, el área agrícola está constituida por un área neta bajo riego de 2407Has. Esta área irrigada tiene como fuente de agua los recursos hídricos de escurrimiento superficial, provenientes del río Avisado y de la precipitación. El área agrícola se dedica básicamente al cultivo de arroz.

Para la situación con Proyecto, se ha estimado las demandas unitarias usando la cédula de cultivos propuesta (Ver Cuadro 2.20 del anexo).

Para ello, previamente se estimó la evapotranspiración potencial mensual que se produce en la zona del proyecto, los coeficientes de cultivo (K_c), y la precipitación efectiva existente (mm/mes) en la zona de la Irrigación Avisado - la Conquista.

⁸ CESAR ARTURO ROSELL CALDERON. “Irrigación”. Pág. 38.Segunda Edición. Colegio de Ingenieros del Perú. Lima – Perú.

⁹ CESAR ARTURO ROSELL CALDERON. “Irrigación”. Pág. 38.Segunda Edición. Colegio de Ingenieros del Perú. Lima – Perú.

Para estimar la evapotranspiración potencial (ETP , en mm/mes), se han tenido en cuenta las condiciones climáticas de la zona, y se ha utilizado la fórmula de Hargreaves; no se pudo utilizar la metodología de Penman, por no contarse con toda la información climática requerida.

3.2.8.1 Cálculo de la ETP por el método de HARGREAVES

Hargreaves propuso una ecuación para la estimación de la (ETP), basada en el factor mensual de latitud (MF), temperatura media mensual del aire (TMF), un coeficiente para la humedad relativa media mensual (CH) y un coeficiente de corrección por altitud o elevación (CE). La ecuación es la siguiente:

$$ETP = MF \times TMF \times CH \times CE \quad (1.4)$$

Donde:

ETP = Evapotranspiración potencial (mm/mes)

MF = Factor de latitud, indicado en tablas (mm/mes)

TMF = Temperatura media mensual ($^{\circ}F$)

CH = Factor de humedad ($CH = 0.166 \times (100 - HRM)$)

HRM = Humedad relativa media mensual (%)

CE = Factor de corrección por elevación o altitud $CE = 1 + \left[\frac{0.04 \times E}{2000} \right]$

El procedimiento seguido para la estimación de las demandas de agua del Proyecto ha sido el siguiente:

- ⊕ Estimación de los valores de (ETP), mediante la metodología de HARGREAVES y BLANEY - CRIDDLE. (Ver Cuadros N° 2.18 y N° 2.19 respectivamente del anexo).
- ⊕ Establecimiento de la Cédula de Cultivos del Proyecto, que considera básicamente el cultivo de arroz y además pequeñas áreas de maíz, plátano, yuca, frijol, cítricos y pastos. (Ver Cuadro N° 2.20 del anexo).
- ⊕ Para dicha cédula de cultivos se estableció los respectivos coeficientes de cultivo (K_c), que multiplicados con los valores de (ETP) mensual dan como resultado la evapotranspiración actual (ETA).

⊕ Restando los valores de (ETA) menos la Precipitación Efectiva (PE), dieron como resultado la Demanda Neta (DN), la cual es afectada por una eficiencia de riego (E_f) para obtener la Demanda Bruta (DB), en mm/mes.

3.2.8.2 Cálculo de la ETP por el método de BLANEY & CRIDDLE

La fórmula empírica fue desarrollada inicialmente por Blaney y Morín en estudios efectuados en el río Pecos y en Arizona en los Estados Unidos y luego ha sido simplificada y modificada con la ayuda de Criddle.¹⁰

Se realiza en base a la información disponible de datos meteorológicos existentes como son:

a) Datos a emplearse en el método de Blaney – Criddle:

1. Cédula de Cultivo Propuesta.
2. Datos Climáticos
3. Coeficiente de Cultivos (K_C).
4. Eficiencia en la aplicación del agua (E_A)

b) La fórmula empleada es la siguiente:

$$U = K_C \times F \quad (1.5)$$

Donde:

U = Uso consuntivo para todo el periodo vegetativo (cm)

K_C = Coeficiente empírico de uso consuntivo para cada cultivo, en el período de crecimiento.

F = Suma de los factores mensuales de uso consuntivo para el período.

La estimación de los valores de la (ETP), mediante el método de Blaney – Criddle se presenta en el Cuadro N° 2.19 del anexo.

La **precipitación efectiva** se refiere a la parte de precipitación que se infiltra en el suelo, estando por tanto disponible para las plantas. Para el presente caso

¹⁰ BLANEY & CRIDDLE. "Determining Consumptive Use and Irrigation Water Requirements"

este parámetro ha sido estimado utilizando la metodología propuesta por el US Bureau of Reclamation.

La **eficiencia de riego** se refiere a las pérdidas que ocurren en el sistema hidráulico desde la captación del agua hasta su aplicación a las parcelas de cultivo, que definen la eficiencia de conducción (pérdidas en la conducción por infiltración y evaporación), eficiencia de distribución (pérdidas por distribución) y eficiencia de aplicación (pérdidas por aplicación del agua en las parcelas de cultivo por evaporación, escorrentía superficial y percolación profunda).¹¹

Para el presente caso se utilizó una eficiencia de riego equivalente a los 30%, dadas las condiciones actuales de manejo del agua de riego en el Proyecto.

- ⊕ Luego se estimó la demanda unitaria (DU), en m^3/ha , multiplicando la demanda bruta por 10 ($DU = 10 \times DB$).
- ⊕ La demanda unitaria se convierte en Módulo de Riego (MR), en $l/s/ha$, transformando el volumen en caudal ($MR = DU \times FACTOR$). Luego se calculó los valores de demanda o volumen total (DT) requerido ($DT = DU \times A$) y el caudal (Q) mensual necesario para satisfacer las demandas totales de la cédula de cultivos del proyecto de riego ($Q = MR \times A$).

Los resultados del procedimiento descrito para la estimación de las demandas de agua del proyecto. Dadas las condiciones de precipitación, los módulos de riego resultantes varían de 0,44 $l/s/ha$ (Enero) a 1.15 $l/s/ha$ (Julio); según el área irrigada, los caudales necesarios requeridos varían entre 982.52 l/s (Enero) y 2602.50 l/s (noviembre). (Ver Cuadro N° 2.21 del anexo).

3.2.9 BALANCE HIDROLÓGICO

Con la estimación de las disponibilidades y demandas de agua del Proyecto se procedió a realizar el balance hidrológico. (Ver Cuadro N° 2.22 del anexo).

Según los resultados obtenidos, no existen problemas de abastecimiento de agua al Proyecto, siendo el mes más crítico agosto, en el cual el balance arroja un valor de + 0.705 m^3/s . Con estos resultados no existe ningún problema en

¹¹ DIRECCION DE PROYECTOS DE IRRIGACIÓN DE MEXICO.

que el caudal ecológico, que debe seguir discurriendo por el cauce del río Avisado, aguas abajo de la nueva captación a construirse, se vea afectado.

3.2.10 MAXIMAS AVENIDAS

La falta de información de caudales máximos en el río Avisado, que permita realizar un análisis de probabilística para determinar los valores de las máximas avenidas asociadas a determinada probabilidad de no excedencia o a un determinado período de retorno, hace que se tenga que recurrir a procedimientos empíricos, tales como el método del US Soil Conservation Service (en que consiste).

El método empírico mencionado fue utilizado en el "Estudio hidrológico del río Avisado" (1999), resultados que, luego de las comprobaciones del caso, han sido asumidos en el presente Estudio.

Los resultados del análisis de máximas avenidas, donde se observa que Q_{50} es de $121 \text{ m}^3/\text{s}$ y el Q_{100} es de $142 \text{ m}^3/\text{s}$. (Ver Cuadro N° 2.23 del anexo).

También se realizó el análisis de máximas avenidas utilizando la fórmula empírica de Mac Math:

$$Q_m = 10^{-3} \times C \times P \times A^{0.58} \times I^{0.42} \quad (1.6)$$

Donde:

Q_m = Caudal máximo para un tiempo de retorno dado (m^3/s)

C = Coeficiente de escorrentía

P = Precipitación máxima en 24 horas, para un tiempo de retorno dado (mm).

A = Área de la cuenca (ha)

I = Pendiente del curso principal (m/Km).

Para ello previamente se realizó el análisis de frecuencias para los registros de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones involucradas. (Ver Cuadros N° 2.24 al N° 2.26 del anexo).

En los resultados de la aplicación de la metodología de Mac Math, se puede apreciarse que los caudales máximos, para períodos de retorno de 50 y 100

años, son 178.42 y 192.43 m³/s, respectivamente. (Ver el Cuadro N° 2.27 del anexo).

3.2.11 EROSION Y TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

La erosión en la zona de estudio, es uno de los mayores problemas que se presentan en la parte alta y media de la cuenca, originada por las lluvias y su escurrimiento, sobre todo en aquellas zonas de intervención antrópica negativa (deforestación). En la zona baja de la cuenca del río Avisado, las condiciones de erosión observadas son mínimas, por la topografía plana (llanura de inundación), la cobertura natural y temporal existente.

A nivel del cauce se observó pocos indicios de erosión fluvial, por la vegetación existente.

Durante el desarrollo del presente estudio, por tratarse de la época de estiaje (noviembre) se observó muy pocos sedimentos en suspensión en el agua de escorrentía del río Avisado.

En el fondo del cauce del río Avisado en los periodos de estiaje, sin lluvias continuas, esto es cuando se descargan unos 3.00 m³/s como el presentado durante la campaña de campo del mes de noviembre del 2001, se observa el avance de arenas gruesas de 1mm de diámetro y de gravas finas de 5mm formado barras con superficie en forma de rizos con altura del orden de 1.50cm, lo que concuerda con las características típicas del limite de movimiento como saltación.

Aplicando la función de Shields, β que relaciona la fuerza de levantamiento que aplica una corriente de agua al pasar sobre un sedimento de diámetro dado y el peso sumergido del sedimento, de modo que con valores mayores a 0.8 los sedimentos entrarían en suspensión y con valores menores a 0.4 corresponden al transporte de fondo para aplicarlo a las descargas promedio mensuales de 2.00 m³/s para los meses de estiaje y de 6.50 m³/s para los meses de lluvia.

Se encuentra que las arenas gruesas estarían para la ultima descarga transportándose en suspensión y con mayor intensidad para las descargas elevadas por ejemplo aquellas de 150 m³/s correspondientes a un periodo de retorno de 25 años, puesto que el coeficiente de β supera muchas veces el límite inferior para entrar en suspensión.

La grava fina en cambio, se transportaría como carga de fondo para las descargas menores de $6.50 \text{ m}^3/\text{s}$ y en suspensión para las avenidas con periodos de retorno de 25, 50 y 100 años.

3.3 ESTUDIOS GEOTECNICOS Y MECANICA DE SUELOS

3.3.1 GENERALIDADES

3.3.1.1 Objeto del estudio

El presente estudio de geología y mecánica de suelos tiene por objetivo, determinar y conocer las características naturales de las condiciones geológicas y geomorfológicos regionales, locales, físico-mecánicas de los tipos de suelos, de manera que se pueda definir los parámetros geotécnicos para la cimentación de la bocatoma por medio de investigación de campo y los resultados de los análisis de las pruebas y ensayos de campo y laboratorio del sub suelo del terreno.

3.3.1.2 Ubicación del área

El área de estudio se encuentra en la margen izquierda del río Mayo y en la sub cuenca del río Avisado en la margen izquierda (Ver Figura N° 2.1 del anexo).

Su ubicación Política es:

Región: San Martín
Provincia: Moyobamba.
Distrito: Moyobamba.
Localidad: Caserío Valle la Conquista.

3.3.1.3 Características del proyecto

El estudio de Mecánica de suelos con fines de cimentación se ha efectuado en base a las exploraciones de 02 calicatas; así como la extracción de muestras alteradas e inalteradas para realizar los análisis y ensayos de laboratorio de los suelos representativos, a fin de obtener las principales características físicas y parámetros requeridos en el diseño de la cimentación.

Dadas las características topográficas de áreas llanas con cochas o aguajales donde las lomas son escasas como en la ubicación del proyecto, distante en 1.10Km. de la bocatoma abandonada por fallas en la cimentación, en el alero por erosión lateral e inclinada por socavación en el canal de salida.

El monte es bajo, debido a presencia de rocas de las formaciones geológicas, producto de la geomorfología y alteración de las rocas predominantes de areniscas limolitas y lutitas dan suelos arenosos limosos permeables, limos y arcillas impermeables de alta plasticidad respectivamente, siendo el río Avisado uno de los principales transformadores del relieve topográfico que además de profundizar su cauce ha divagado sobre los depósitos de arenas-limosas fluviales de fácil erosión lateral, en su cauce se han formado numerosos meandros pequeños dentro de las arenas-limosas y presenta una característica que su fondo es plano de baja pendiente, debido a la presencia de las arcillas de las rocas pizarrosas y lutitas arcillosas muy resistentes a la socavación vertical por erosión su pendiente es bajísima menor de 1‰, esto es debido a que los estratos de lutitas son casi horizontales.

3.3.1.4 Climatología

Se encuentra en una zona tórrida o ecuatorial, con un clima tropical. La temperatura media anual en promedio es de 22° C, llegando a los 35° C, es además muy húmedo y lluvioso, siendo los meses de Octubre y Marzo las lluvias torrenciales, con precipitaciones media anual de 1800mm; siendo los meses de Junio a Agosto la época de menos lluvia, durante nuestro trabajo de campo hemos soportando el día miércoles 26, jueves 27 y lunes 30 de enero del 2005, intensas lluvias que hicieron mas dificultoso los trabajos principalmente por las caminatas en lodos y efectuar trocha en el monte entre las bocatomas, nueva y dañada, en los caminos existentes, no podían circular la camioneta por lo que tenía que esperarse que secase algo, para ingresar a la zona extrema de la bocatoma y de ahí recorrer 5Km. a pie llevando los equipos y materiales de las pruebas de campo con una brigada de 5 obreros un técnico, un ingeniero, y un bachiller.

El primer día fue de preparación para los trabajos donde se procedió al reconocimiento y ubicación de los pozos o calicatas a ser excavadas y realizar las pruebas de campo como densidad de campo, humedad prueba de compresión en el sitio, además se ubico una cantera de arenas gruesas de buena calidad en un meandro cerca de la bocatoma, no habiendo rocas para

agregados y enrocado en todo el recorrido del proyecto en por lo menos de 30Km.

3.3.1.5 Normativas

El estudio considera las normas vigentes del Reglamento Nacional de Construcciones de Mecánica de suelos y cimentaciones, Norma E-050 y los sismos resistentes E-030 y las de laboratorio del S.U.C.S y A.S.T.M.

3.3.2 ANALISIS DE LOS ESTUDIOS BASICOS GEOTECNICOS

La información básica de los estudios anteriores, condiciones, topográficas, geológicas y geomorfológicas son de gran interés, principalmente las locales observadas durante la exploración, incorporando la información en los perfiles de las calicatas que permiten formar el perfil estratigráfico.

3.3.2.1 Estudios anteriores

- a. Regionales: La información geológica y geotécnica regional es ampliamente conocida para la cuenca del Alto Mayo como se da en las referencias bibliográficas.
- b. Locales: Sólo se encontró un estudio de la zona, denominado Estudio Geológico y Geotécnico de la ubicación de la bocatoma principal del río Avisado. Proyecto de Irrigación-Pueblo Libre Atumplaya -PEAM por el geólogo Federico Cubas Quiroz-1994.

3.3.2.2 Topográficos

El área de estudio, es de topografía plana con pequeñas irregularidades por los diferentes drenes y zonas de inundación no pasa de un desnivel de 1.00m a 0.50m donde se forman lodos resbalosos, solo en la zona donde se proyectará la nueva bocatoma hay una pequeña loma cuya altura con respecto al río Avisado no sobrepasa de los 25m, el río Avisado forma su lecho en un valle estrecho de forma de U, y presenta dos terrazas la primera es un relleno de arena-limosa tipo fluvial y la segunda la más antigua es arcillosa y probablemente del tipo aluvional de lodos ésta descansa sobre rocas del Terciario de lutitas y areniscas. Una de las características del río es la formación de pequeños meandros por la fácil erosión de los depósitos de arenas-limosas y limos sueltos de baja densificación.

3.3.2.3 Geológicos

Regional.

Según el mapa geológico regional (Ver Figura N° 2.3 del anexo), donde las características más relevantes son los depósitos Cuaternarios fluvial reciente (Qr-fluv), formados por relleno de sedimento superficiales de arenas-limosas sueltas, limos y arcillas, con espesor que varían de 2.00m a 400 m, que descansa sobre las arcillas grises veteadas de origen aluvional (Qp-al) de torrentes de lodos del cuaternario pleistoceno que es el más antiguo y descansa en contacto de erosión con los estratos formados por lutitas, limolitas, pizarras y areniscas cuarzosas alteradas y con una leve inclinación de 4° al N-E como buzamiento no se ve ninguna estructura geológica de importancia que pueda incidir en la estabilidad de la bocatoma y los canales. El mayor efecto es la erosión pluvial sobre las áreas que han sido rosadas en trochas para canales.

El mismo río Avisado en su recorrido erosiona fácilmente los sedimentos arenosos-limosos y limos superficiales ya que los arcillosos del pleistoceno son más estables que las arenas-limosas y limos del cuaternario reciente superficial.

Local.

Las condiciones geológicas en el área de estudio del proyecto se consideran muy homogéneas y simples. Predominan las arenas-limosas y limos sueltos del cuaternario fluvial (Qr-fluv) reciente de color amarillento, de fácil erosión por las lluvias si se encuentra desprotegida de vegetación del monte y en las zonas de trochas o en las zonas descubiertas por cualquier motivo; en cambio los sedimentos arcillosos del cuaternario aluvional pleistoceno (Qp-aluv) son más resistentes que las arenas a la erosión pluvial y erosión del río Avisado.

En la margen derecha a altura del proyecto se observa en un corte natural que ha sido erosionado, arcillas grises duras y fracturadas del cuaternario pleistoceno en por lo menos 1.80m de espesor que hemos descubierto con una trinchera que esta cubierta por un manto de limos color chocolate con materia orgánica de unos 30cm. Aquí se encuentra con las lutitas del terciario de estratificación delgada casi horizontal, las perforaciones llegaron a los 10m como se indican que el perfil correspondiente a los suelos de rocas alteradas con intercalaciones de arenas finas, limos y arcillas que van densificándose con la profundidad.

3.3.2.4 Geomorfológicos

Regional.

El mapa geomorfológico regional (Ver Figura N° 2.40 del anexo), indica que el área de estudio pertenece a la planicie fluvio-lacustre del Alto Mayo, según Machare 1991.

El río Mayo es el principal modelador de la depresión tectónica del Valle hundido por fallas regionales, en la parte plana se desarrolla el río Mayo, formando grandes meandros, los afluentes como los ríos permanentes están en la margen derecha como el Tonchima, Negro, Yuracyacu y otros, en cambio en la margen izquierda del río Mayo, el Cuchiyacu y en especial el Avisado que apenas llega al río Mayo por ser sus aguas captadas para las irrigaciones.

Esta zona es baja en unos 2.00m aproximadamente, donde abundan los aguajales, otra característica es que la margen izquierda es la de mayor inundación por el río Mayo que tiene de mediana a baja pendiente y cuya erosión lateral es mayor que su socavación vertical y sus riberas están expuestas al fenómeno de licuación de arenas por los sismos.

Local

El área estudiada se encuentra en la parte llana del valle del Alto Mayo en la margen izquierda del río Mayo, distanciada a más de 10Km. desde donde se deriva el canal del río Avisado en su margen izquierda y se aleja casi perpendicularmente en 5.5Km.

Los rasgos geomorfológicos locales, están determinados por la geología del cuaternario pleistoceno que forma una loma cerca a la bocatoma nueva, donde el río ha profundizado su cauce por la poca resistencia del cuaternario reciente de arenas sueltas superficiales protegidas solo por la floresta del monte bajo, la sección del lecho del río de forma en U y fondo plano; donde después de su erosión lateral rápida en las arenas-limosas, arenosos-limosos y limosos sueltos, la erosión vertical encontró mayor resistencia en las arcillas del cuaternario pleistoceno y el Terciario de lutitas y areniscas que son mucho mas resistentes, luego de una crisis climática se produjo huaycos de lodos en el cuaternario más antiguo dejando arcillas grises y en el cuaternario reciente el aporte de suelos fluviales arenosos que han sido retrabajados formado dos terrazas, que en la bocatoma nueva se puede fácilmente distinguir.

3.3.3 ESTUDIO GEOTECNICO PARA LAS CIMENTACIONES

3.3.3.1 Sismicidad

<u>FECHAS</u>	<u>UBICACIÓN Y CARACTERISTICAS</u>
26 de Noviembre de 1877	Chachapoyas, ocurren efectos del sismo.
28 de Septiembre del 1906	Trujillo y Moyobamba, en Chachapoyas alcanzan intensidad M.M de VII.
14 de Mayo de 1928.	Chachapoyas sufre destrucción casi total, es un sismo notable con intensidad de IX
18 de Julio 1928.	Replica fuerte del sismo del 14 de Mayo.
6 de Agosto 1945	Sismo destructor en Moyobamba, con intensidad M.M de VII.
10 de Noviembre de 1946	Sismo con epicentro en Sihuas, a 300km de Moyobamba, causó daños en Moyobamba y Chachapoyas.
19 de Junio 1968.	Terremoto con epicentro al Norte-Oeste de Moyobamba. Alcanzó VII de Intensidad de M.M en Moyobamba con daños significativos.
29 de Mayo de 1990.	Terremoto, con epicentro al Sur de Rioja Daños en Soritor, Rioja y Moyobamba.
4 de Abril de 1991.	Sismo con epicentro a 30km aproximadamente de Moyobamba. Daños en Moyobamba, Rioja y principalmente en Nueva Cajamarca. Donde alcanzó intensidades de M.M de VII.

3.3.3.2 Análisis de las condiciones sísmicas en el Alto Mayo

La historia sísmica de este valle es significativa durante los últimos 124 años han ocurrido 4 sismos de VII intensidad M.M predominantes y solo uno de IX en 1928, es decir en los últimos 73 años éste en Chachapoyas es decir colindante con la margen derecha de río Mayo, donde rápidamente se han desarrollado los pueblos afectados, no hay referencia de caseríos o pueblos afectados en la margen izquierda donde se encuentra el proyecto de riego y drenaje del estudio, por ello no puede presumirse que la zona no sea sísmica es tal vez de mayores condiciones sísmicas por sus condiciones geológicas-geomorfológicas donde predominan rocas Cretácicas y Terciarias en sus contrafuertes y cuyas evolución

de sus cerros han dado quebradas que han arrastrado huaycos de lodos arcillosos y sedimentos de arenas sueltas que han formado terrazas, la inferior, por ser mas baja en la margen izquierda del río Avisado su drenaje es deficiente y presenta aguajales y cochas que son propensas al fenómeno de la licuación.

Los mayores daños por los sismos en los pueblos hasta el año 1991 han sido principalmente en las construcciones de tierra en adobones, adobes y los de material noble por deficiencias constructivas y de diseño, datos que deben tenerse presente en el diseño de la bocatoma y los canales por ser obras superficiales.

El mapa de zonas sísmicas dadas por la norma sismo resistentes E-030 del Reglamento Nacional de Construcciones del Perú, ubica en la zona 2 al área del proyecto, y se considera de media a alta intensidad sísmica de VII a IX (MM) (Ver Figura N° 2.2 del anexo), se considera para el diseño el efecto sísmico de las fuerzas sísmicas horizontales cortantes en la base de la cimentación puede calcularse de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V = Z.U.S.C / R \quad (01)$$

$R = 7.5$ (Factor de Reducción para estructuras con placas importantes)

Recomendando para la zona en estudio los valores dados en el Cuadro N°: 01 y los valores para los cálculos estructurales:

Para el sismo Extremo

$$a_{\max} = 0.35 \text{ g}$$

$$A_{\min} = 0.25 \text{ g}$$

Para el sismo de diseño

$$a_{\max} = 0.30 \text{ g}$$

$$a_{\min} = 0.20 \text{ g}$$

Se recomienda en general para los cálculos 0.25g.

CUADRO N°: 01

FACTORES		VALORES
Zona 2	Z	0.30g
Uso	U	1.00
Suelo	S ₁ (en arcillas)	1.40
	S ₃ (en arenas sueltas y limos)	1.20
Sísmico	C	2.5
Periodo Predominante		
Tp (Arcillas)		0.90
Tp (Arenas sueltas y limos)		0.60

3.3.3.3 Mecánica de Suelos

En los perfiles de suelos, destacan los suelos y formaciones geológicas predominantes de la bocatoma cuyas características son:

Bocatoma, de acuerdo con las 02 calicatas realizadas, se determino el perfil estratigráfico, que muestra una distribución de la siguiente manera:

- De 0.00m a 0.20m, material orgánico color negro con mezcla de arcilla, presentando raíces que se profundizan hasta los 0.45m.
- De 0.20m a 1.80m, suelo arenoso limoso, mezcla de arena y limo mal graduado con 45% de finos de color blanquecino con trazas de arena gris.
- De 1.80m a 2.20m, presenta arcilla inorgánica con 66.43% de finos de plasticidad media a elevada, color amarillo compacto con mezcla de arena gris.
- De 2.20m a 3.00m, suelo limoso inorgánico blando conteniendo arenas finas arcillosas de plasticidad ligera con 95.76% de finos color gris.

Los pesos volumétricos son del orden de $1.40 \leq \gamma_n \leq 1.70 \text{ Ton /m}^3$, permeabilidad $k = 10^{-4}$ a 10^{-5} cm/seg es decir de permeabilidad moderada.

Suelos arcillosos, no aparecen en las márgenes del eje de la bocatoma, donde están bien expuestas es en la zona cóncava y truncada del meandro que sigue una dirección casi recta por la resistencia a la erosión y socavación del lado de mayor efecto erosivo debido a la presencia de arcilla del Terciario probablemente por sus características de estratificación laminar se trata de

lutitas de color verde amarillentas con pigmentos rojizos, esta exposición puede tener otra interpretación de ser la presencia de una falla geológica vertical pero que se descarta por la geomorfología ya que las terrazas son cuaternarias y es el producto de rellenos del río Avisado que llegó a erosionar hasta llegar al Terciario.

3.3.3.4 *Dinámica de Suelos*

Si bien es cierto que la licuación esta presente en las arenas sueltas y saturadas, ésta condición se daría superficialmente en zonas arenosas de la bocatoma entre 3 y 5m en épocas de máxima avenidas y durante las lluvias periódicas siendo en la zona de mayor incidencia en las épocas de seca las áreas de inundación de los aguajales es decir:

En la bocatoma hasta los 3.00m o sea en las márgenes en la captación en época de avenidas comprometería las obras laterales por lo que las cimentaciones deberían ser igual o mayor que ésta profundidad para evitar el efecto de licuación.

3.3.4 TRABAJOS DE CAMPO

Por el personal de la Universidad Nacional de San Martín - FIC y supervisado por un Ingeniero conjuntamente con el tesista bachiller Luis Ernesto Cunia Pérez, el técnico de laboratorio Robert Navarro Mori y 05 obreros de la zona, formándose el primer día dos brigadas de reconocimiento del terreno y ubicación y preparación de las trochas y lugares de las pruebas de densidad de campo y perforación a mano, trincheras y calicatas.

Se realizaron 02 calicatas Cuadro N° 02, después de ser excavadas las calicatas hasta encontrar el nivel freático, en la primera estaba a 1.30m y la otra superficial.

En la bocatoma a proyectar se realizaron 02 ensayos de densidad natural, así mismo, en las calicatas hasta los 3.00m de profundidad, se completo con ensayos de densidades de campo empleando el Cono y el Anillo; prueba de C.B.R de compactación.

CUADRO N°: 02

CALICATAS	PROFUNDIDAD (m)
C-1	3.00
C-2	5.00

La profundidad es debido a la imposibilidad de efectuar las calicatas ante la presencia del agua de inundación por las lluvias que habían cubierto las calicatas preparadas con excavación superficial.

3.3.5 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se han ejecutado los ensayos estándar para la clasificación y propiedades de las muestras seleccionadas más representativas, así como 01 ensayo de corte directo en la arcilla; ejecutado en el laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Nacional de San Martín, cuyo resumen de ensayos y pruebas se muestran en el Anexo.

Estos ensayos fueron realizados en cumplimiento de las normas de la Sociedad Americana de Materiales (A.S.T.M), según los siguientes detalles:

- ↓ Análisis granulométrico por tamizado ASTM D-422.
- ↓ Contenido de humedad ASTM D-2216.
- ↓ Límite Líquido y Plástico ASTM D-4318.
- ↓ Peso volumétrico ASTM D-2937.
- ↓ Corte Directo ASTM D-3080.

Con los resultados del resumen de los ensayos de laboratorio, se ha clasificado los tipos de suelos de acuerdo a su textura y características principales, las mismas que se detallan en los registros de pruebas y análisis del Anexo.

3.3.6 DESCRIPCION GEOLOGICA DEL SUBSUELO DE LA CIMENTACION DE LA ESTRUCTURA

Se las exploraciones realizadas, según las calicatas se determino el perfil estratigráfico, (Ver figura N° 01), que muestra una distribución de la siguiente manera:

- De 0.00m a 0.20m, material orgánico color negro con mezcla de arcilla, presentando raíces que se profundizan hasta los 0.45m.
- De 0.20m a 1.80m, suelo arenoso limoso, mezcla de arena y limo mal graduado con 45% de finos de color blanquecino con trazas de arena gris.
- De 1.80m a 2.22m, presenta arcilla inorgánica con 66.43% de finos de plasticidad media a elevada, color amarillo compacto con mezcla de arena gris.
- De 2.20m a 3.00m, suelo limoso inorgánico blando conteniendo arenas finas arcillosas de plasticidad ligera con 95.76% de finos color gris.

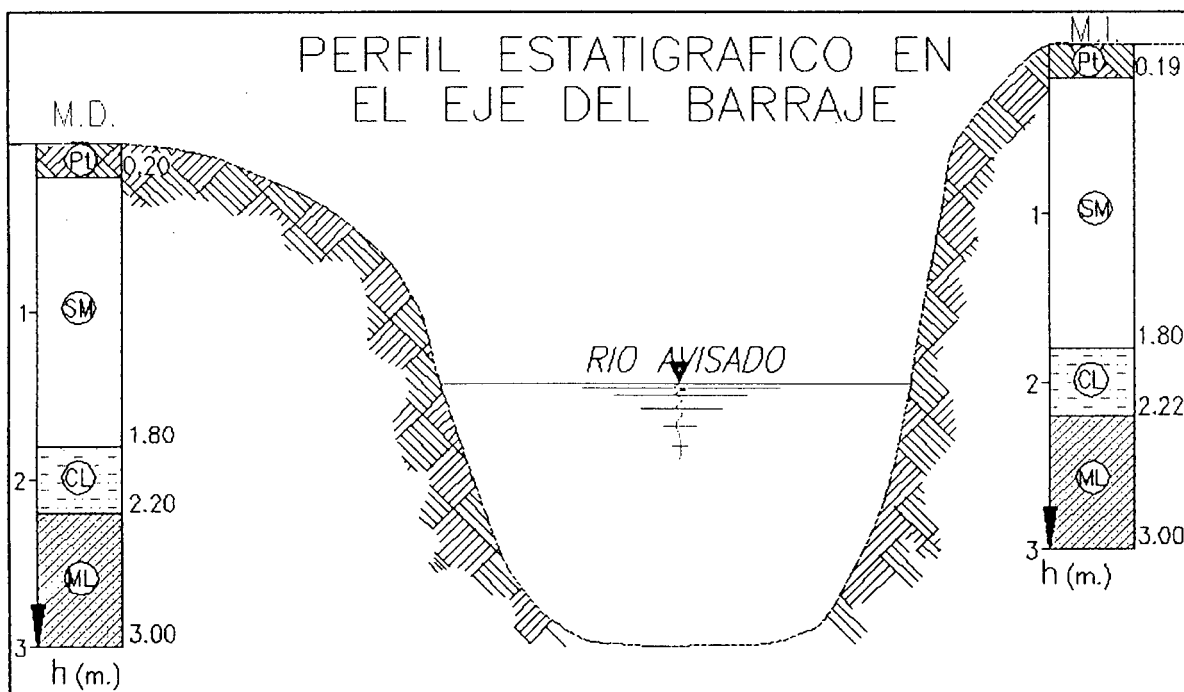


Figura N° 01: Perfil Estratigráfico en el eje del barraje.

3.3.7 ANALISIS DE LA CIMENTACION DE LA BOCATOMA

3.3.7.1 Tipo de cimentación

De acuerdo con las observaciones de campo en las muestras de los perfiles de las calicatas y los resultados de las pruebas de laboratorio; y que analizado con

los estudios básicos y los resultados de los registros de ensayos y pruebas de campo y laboratorio, permite realizar el análisis de las alternativas de cimentación de la bocatoma.

Para el proyecto se ha evaluado los tipos de cimentación superficial corridas, zapatas cuadradas, rectangulares y/o losas, para seleccionar la más adecuada según las características de suelo y diseño de la bocatoma.

3.3.7.2 Profundidad de cimentación

Se recomienda por la presencia de suelos arenosos-limosos, limos y arcillas una profundidad de cimentación $D_f = 3.00$ m como mínimo para la bocatoma.

3.3.7.3 Cálculo de la capacidad de carga admisible

La capacidad de carga admisible del terreno que se tomo en cuenta, para el diseño de la bocatoma, fue obtenida utilizando la formula de Terzaghi modificada de acuerdo al nivel freático¹², para los cuales se utilizo los datos obtenidos en las pruebas del laboratorio de mecánica de suelos de la UNSM - T; la formula es:

$$q_{ul} = \frac{2cN'_c}{3} + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (1.7)$$

Donde:

c = Cohesión del suelo ($c = 0$)

γ = Peso específico del suelo ($\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3$)

$N'_q; N'_\gamma$ = Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo. ($\phi = 30^\circ$ Para suelo saturado)

$N'_q = 8.31$ (Ver tabla de los factores de carga modificada)

$N'_\gamma = 4.39$ (Ver tabla de los factores de carga modificada)

B = Ancho de cimentación de la estructura ($B = 17.13 \text{ m}$)

q = Sobrecarga efectiva

¹² JUAREZ BADILLO DEL CASTILLO. "Mecánica de Suelo". Pág. 159. Tomo II. Editorial McGraw-Hill. México.

Factores de capacidad de carga modificada de Terzaghi: N'_c , N'_q y N'_γ

ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ
20	11.85	3.88	1.12
21	12.37	4.17	1.35
22	12.92	4.48	1.55
23	13.51	4.82	1.74
24	14.14	5.20	1.97
25	14.80	5.60	2.25
26	15.53	6.05	2.59
27	16.30	6.54	2.88
28	17.13	7.07	3.29
29	18.03	7.66	3.76
30	18.99	8.31	4.39

Juárez Badillo. "Mecánica de Suelos". Tomo II.

La sobrecarga efectiva está dada por:

$$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (1.8)$$

Donde:

D_1 = Profundidad de la napa freática. ($D_1 = 1.30m$)

D_2 = Distancia de la napa freática al nivel de cimentación. ($D_2 = 4.5m$)

γ_w = Peso específico del agua (Agua con sedimentos $\gamma_w = 1.1 \text{ ton/m}^3$)

γ_{sat} = Peso específico saturado del suelo

Para el cálculo del peso específico del suelo se utilizó la siguiente relación¹³:

$$\gamma' = \gamma - m\gamma_w \quad (1.9)$$

Donde:

γ = Peso específico del terreno sin agua. ($\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3$)

γ_w = Peso específico del agua ($\gamma_w = 1.1 \text{ ton/m}^3$ con sedimentos)

m = Coeficiente que depende principalmente del índice de vacíos del terreno.

$m = 0.7$ Para terrenos arenosos.

¹³ ROBERTO MORALES MORALES. "Diseño en Concreto Armado". Pág. 191. Capítulo Peruano ACI. Lima - PERU.

Reemplazando valores en la ecuación (1.9) tenemos:

$$\gamma' = 1.7 - (0.7 \times 1.1) \Rightarrow \gamma' = 0.9 \text{ ton/m}^3$$

Reemplazando datos en la ecuación (1.8) la sobrecarga efectiva será:

$$q = 1.3 \times 1.7 + 4.5(0.9 - 1.1) \Rightarrow q = 1.31 \text{ ton/m}^3$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.7) se tiene:

$$q_u = (1.31 \times 8.31) + (0.5 \times (0.9 - 1.1) \times 17.13 \times 4.39) \Rightarrow q_u = 3.36 \text{ ton/m}^2$$

Aplicando un factor de seguridad $F.S. = 3$ se tendrá la capacidad de carga admisible:

$$q_{ADM} = \frac{q_u}{F.S.} = \frac{3.36}{3}$$

$$q_{ADM} = 1.10 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.7.4 Análisis de la capacidad de carga admisible

El análisis de la capacidad de carga admisible, es por el método de Terzaghi-Peck, considerando los resultados obtenidos de la prueba de corte directo en la arena y arcilla preparadas en muestras disturbadas con sus densidades de campo, se determinan los parámetros de C y ϕ , y se comparan con gráficos Terzaghi-Peck, que ha permitido seleccionar los parámetros más adecuados para los diseños.

Del análisis de los diferentes resultados y condiciones como criterios se tiene:

En la bocatoma la relación de las capacidades de cargas admisibles mínimas y máximas son:

$$\text{En la bocatoma en arenas y limos } 0.5 \leq q_{ad} \leq 4.0 \text{ Kg/cm}^2 \quad 3 \leq D_f \leq 5\text{m}$$

De los datos se tomará los valores según los rangos obtenidos y el tipo de diseño de la cimentación.

3.3.8 AGRESION POR SALES

No se detecta hasta la profundidad investigada la presencia de sales y sulfatos, por lo que no se consideró los análisis respectivos a la agresión al concreto simple y armado de la cimentación, se recomienda usar el Cemento Portland Tipo I.

3.3.9 CANTERAS

3.3.9.1 Agregados

En la zona del proyecto no hay agregados para ningún tipo de concreto, por lo menos a una distancia mayor de 60Km en el río Yuracyacu entre los poblados de Ucrania y Nueva Cajamarca donde existe en calidad y cantidad este material de construcción; que es el único de mayor uso en todo el Valle del Alto Mayo en todas las obras de ingeniería: caminos, irrigaciones, puentes edificaciones con éxito por su mejor calidad que cualquier otro tipo de agregado fino u grueso. Cerca de la bocatoma se ha detectado una cantera de arena cuarzosa gruesa que estimamos se puede usar como mortero y concreto simple y armado en una cantidad de $3,000\text{m}^3$ aproximadamente de explotación directa y a la mano.

- Maderas: En la zona existe excelentes calidad de maderas para los encofrados, pilotines etc.
- Cemento La fábrica de cementos en Rioja produce el cemento Pacasmayo y asegura su producción de cemento Pórtland Tipo I.
- Agua : Del río Avisado es la única fuente a la mano.
- Suelos: Lo que más abunda son arenas finas y limos que se pueden usar en los sacos terreros simples o con mezclas arena cemento o cal que mejoran la durabilidad de los sacos terreros.
- Enrocados: Cerca de la zona a 30Km. hay posibilidades de canteras de enrocados de calizas, por las condiciones geológicas, pero que requieren de una carretera, sin embargo en el río Yuracyacu existen boleos para el enrocado y que tienen las mismas limitaciones que los agregados.
- Otros Tendrán que agregarse a los precios en plaza con sobre precio
- Materiales: del transporte.

3.3.10 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

1. Las condiciones geológicas y geomorfológicos no son las más difíciles si no las normales de la región, donde no hay estructura geológica que amenace la estabilidad de las obras del proyecto; sólo aquellas ligadas al los sismos como son fallas regionales que existen en la cuenca del alto mayo.

2. El estudio efectuado nos indica que los cimientos de la bocatoma nueva, es la que mejor se adecuan a las condiciones de la zona con las zapatas rectangular o losa. Las zapatas cuadradas son las más adecuadas para obras de arte.
3. Según la configuración del perfil estratigráfico de los suelos, el tipo de estructura proyectada se determino con la profundidad de cimentación $D_f = 3$ y 5.00m , para la bocatoma.
4. Todos los cálculos se realizaron para las peores condiciones en estado sumergido y saturado.
5. Las capacidades de carga admisibles mínimas para diseño son:

Bocatoma 1.10 Kg./cm^2

Se deja al criterio del estructural ésta y seleccionar entre los rangos de variaciones mínimas y máximas la que mejor cumpla con su diseño.

6. Los asentamientos encontrados están dentro los márgenes de tolerancia admisible.
7. Para muros de contención usar los coeficientes de presiones según el Cuadro N°: 03.

CUADRO N° 03: COEFICIENTES DE EMPUJES

COEFICIENTES DE EMPUJES	SÍMBOLOS	ϕ		
		Relleno CL	Grava SW	Grava ML
		23°	27°	32°
REPOSO	K_o	0.57	0.49	0.37
ACTIVO	K_a	0.49	0.33	3.00
PASIVO	K_p	0.37	0.23	4.35

8. Usar los diferentes rangos de valores para diferentes tipos de cimentación y obras de arte.
9. Tener en consideración el efecto de licuación en la bocatoma.

CAPITULO IV

DISEÑO HIDRAULICO DE LA BOCATOMA

4.1 GENERALIDADES SOBRE LAS ESTRUCTURAS DE CAPTACION

La infraestructura de riego, esta conformada por un conjunto de estructuras y mecanismos mediante los cuales se efectúa la captación, conducción y distribución del agua, para proporcionarla en la cantidad necesaria y controlada, para la humedad que requieren los diferentes cultivos para su crecimiento.

Por lo tanto, las estructuras de captación o bocatomas, constituyen el componente principal y el inicio de la Infraestructura de riego.

La planeación, diseño a nivel constructivo, control del medio y construcción son las etapas a seguir en el desarrollo de una bocatoma. El diseño de la estructura tiene fundamento en tres leyes fundamentales de la hidráulica: ecuaciones de continuidad, conservación de la energía y cantidad de movimiento, complementadas con las ecuaciones de vertederos y orificios.

En la presente tesis de Ingeniería, nos referiremos a la bocatoma construida en el curso de un río y con fines de aprovechamiento en un proyecto de irrigación.

4.2 INFORMACION REQUERIDA PARA EL DISEÑO DE BOCATOMAS

4.2.1 UBICACIÓN

El estudio de ubicación de la bocatoma debe ser muy cuidadoso, y obedece a condiciones de hidráulica fluvial, porque su construcción en el curso del río representa la alteración de las condiciones de escurrimiento natural del flujo de agua.

Se recomienda que el sitio elegido reúna por lo menos las siguientes condiciones:

- a. La dirección principal o ruta del flujo de agua debe ser lo más estabilizada o definida posible.
- b. La captación de agua debe ser posible aún en tiempo de estiaje.
- c. La entrada de sedimentos hacia el canal de derivación debe ser limitada lo máximo posible.



Un punto recomendable que cumple los requerimientos anteriores, se encuentra ubicado inmediatamente aguas abajo del centro de la parte cóncava en los tramos curvos de un río.

También existe la posibilidad de efectuar una bocatoma con dos captaciones, y regar con la misma estructura en ambas márgenes, ubicando el barraje en un tramo recto del río.

Este punto estará condicionado a cumplir las condiciones hidráulicas, topográficas (cota de captación), condiciones geológicas y geotécnicas, condiciones sobre facilidades constructivas (disponibilidad de materiales, posibles inundaciones o daños a construcciones vecinas, etc)

4.2.2 TOPOGRAFÍA

Definida la posible ubicación, y dependiendo de la magnitud de la obra, se realizarán los siguientes trabajos topográficos:

- Levantamiento topográfico a curvas a nivel del cauce del río, entre 500m. a 1000m. tanto aguas arriba como aguas abajo del eje del barraje, la escala recomendada es 1:2000
- Levantamiento localizado de la zona de ubicación de la bocatoma, se recomienda un área de 100m. x 100m. como mínimo, la escala no debe ser menor de 1:500
- Perfil longitudinal del río, por lo menos 1000m. tanto aguas arriba como aguas abajo del eje del barraje; la escala recomendada es $H = 1:2000$ y $V = 1:200$
- Secciones transversales del cauce del río a cada 50 m. en un tramo comprendido 1000m. aguas arriba y 500m. aguas abajo del eje del barraje; la escala variará entre 1:100 y 1:200

Además, existe algunas recomendaciones, referente a la presentación de las escalas de los planos topográficos, que varían de acuerdo al ancho del cauce del río, dichas recomendaciones son las siguientes:

ANCHO DEL RIO	ESCALA
20m – 100m	1:200
100m – 300m	1:500
300m – 500m	1:1000
Mas de 500m	1:2000

4.2.3 CONDICIONES GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS

Es importante conocer las condiciones geomorfológicas, geológicas y geotécnicas, ya que su conocimiento permitirá dimensionar con mayor seguridad la estructura. El estudio geológico y geotécnico se traduce en la obtención de la siguiente información:

- a. Curva de graduación del material que forma parte del lecho del río.
- b. Sección transversal que muestre la geología de la zona de ubicación de la bocatoma.
- c. Coeficiente de permeabilidad, cohesión, curvas granulométricas, texturas y profundidad de socavación.
- d. Capacidad portante del suelo, del lecho del río.
- e. Cantidad de sedimentos en el flujo de agua.
- f. Coeficientes sísmicos de diseño.

4.2.4 ASPECTOS HIDRAULICOS

- a. Aforo del río durante un año (cuatro veces por mes), es ideal un aforo por día.
- b. Estudios de transporte de sedimentos, material de arrastre o de fondo y material en suspensión del río.
- c. Medición del tirante para el caudal máximo observado en el río (punto de toma), con este tirante se calcula el caudal para esas condiciones del cauce, aplicando la fórmula de Manning.
- d. Determinación del eje hidráulico para el caudal anteriormente observado, en una longitud de 500m aguas arriba y 200m aguas abajo del punto de toma, para régimen no uniforme gradualmente variado.
- e. Información del caudal más pequeño (Caudal de estiaje).

4.2.5 ESTUDIOS HIDROLOGICOS

Es de importancia conocer el comportamiento hidrológico del río, para poder garantizar el caudal a derivar, así como definir el dimensionamiento de los elementos conformantes de la bocatoma, entre los datos a obtener tenemos:

- a. Caudal de diseño para una avenida máxima, cuyo período de retorno es de 100 años. ($T_r = 100$ años).
- b. Caudales medios y mínimos.

c. Curva de caudal versus tirantes en la zona del barraje.

Para la obtención de los datos mencionados líneas arriba, se presentan dos casos:

1. Para cuencas sin información, se presentan 2 métodos:

- Métodos empíricos: Hidrograma unitario sintético y fórmulas empíricas.
- Métodos de regionalización: son métodos estadísticos y consisten en seleccionar estaciones de cuencas vecinas de similares características.

2. Para cuencas con información: pueden utilizarse los siguientes modelos:

- Modelo estadístico.
- Modelo probabilística.
- Modelo estocástico.
- Modelo determinístico.

4.2.6 ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL

Siempre toda construcción en un río causa alteración del equilibrio ecológico de la zona, sobre todo en lo relacionado con la fauna. Es por esta razón que, se debe tratar de no alterar dicho equilibrio mediante la construcción de estructuras que compensen este desequilibrio causado por la bocatoma; aunque debemos reconocer que, en nuestro país estas estructuras son de costo elevado y que siempre se tratan de obviar por limitaciones presupuestales; como por ejemplo la escala de peces y camarones.

4.2.7 OTROS ESTUDIOS

En algunos proyectos se efectúan los siguientes estudios:

- a. Estudios legales de la propiedad de los predios por expropiar en el área donde se emplazarán las obras.
- b. Estudios de restos arqueológicos que pudieran existir en la zona de las obras, coordinando las exploraciones con el Instituto Nacional de Cultura.

- c. Estudios de canteras de materiales que permitan construir las estructuras de concreto y otras, dependiendo de la magnitud del proyecto.

4.3 BOCATOMA

Las bocatomas llamadas también presas derivadoras, tomas o azud son estructuras que se construyen para levantar el nivel del tirante de agua de un cauce con la finalidad de derivar una parte del caudal del río a un canal, para utilizar el agua en proyectos de irrigación, generación de energía hidroeléctrica, abastecimiento de agua potable, etc.¹⁴

4.4 PRINCIPALES TIPOS DE BOCATOMAS

4.4.1 TOMAS RUSTICAS

Son obras de derivación rudimentarias que las construyen los campesinos mediante un estacado instalado transversalmente al río (en el Perú los llaman caballos) que se rellenan con piedras y material de acarreo del río y zanjas practicadas en la orilla del río.¹⁵ (Ver Figura N° 02)

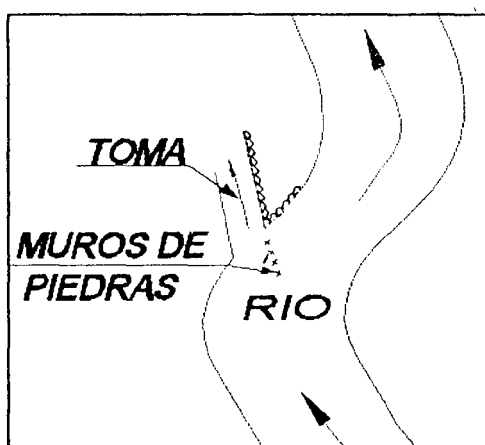


Figura N° 02: Toma rústica

4.4.2 BOCATOMAS DIRECTAS

Las bocatomas directas son posibles de diseñar cuando no se requiere tener estructura costosa, se trata de una toma que esta ubicada directamente hacia el río, su ventaja es que no necesita la construcción de barraje o azud; sin embargo, puede tener una disminución de la

¹⁴ CESAR ARTURO ROSELL CALDERON. "Irrigación". Pág. 83. Segunda Edición. Colegio de Ingenieros del Perú. Lima - Perú.

¹⁵ MANSEN, DE PIEROLA, VIVAR. "Estructuras de Derivación". Pág. 2. Universidad Nacional de Ingeniería. Noviembre 1993. Lima - Perú.

captación en las épocas de estiaje y son obstruidas con palizadas y/o sedimentos en las crecidas del río.¹⁶

Existen dos variantes en esta solución:

4.4.2.1 Bocatoma directa frontal

Que tiene captación normal a la dirección del flujo, lo cual ocasiona continuas erosiones en las paredes del canal de ingreso.¹⁷ (Ver Figura N° 03)

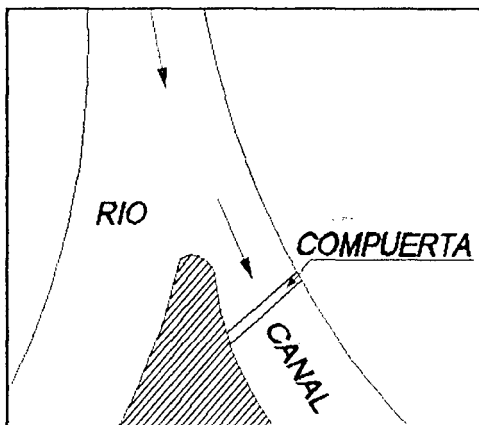


Figura N° 03: Bocatoma directa frontal.

4.4.2.2 Bocatoma directa lateral

Tiene captación en la margen del río mediante una abertura ejecutada en la misma y se controla el ingreso de agua en forma transversal al flujo del río mediante compuertas, evitando así el ingreso de sólidos.¹⁸ (Ver Figura N° 04)

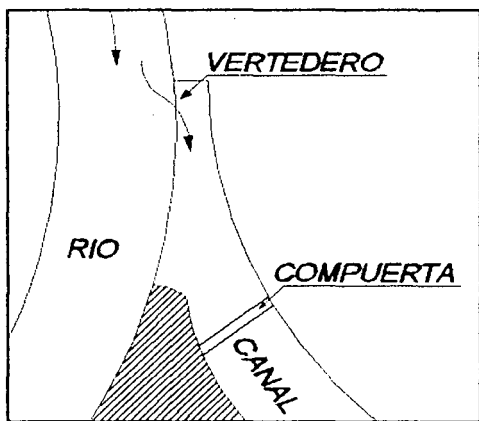


Figura N° 04: Bocatoma directa lateral.

¹⁶ CESAR ARTURO ROSELL CALDERON. "Irrigación". Pág. 87.

¹⁷ CESAR ARTURO ROSELL CALDERON. "Irrigación". Pág. 83. Segunda Edición. Colegio de Ingenieros del Perú. Lima - Perú.

¹⁸ Ídem.



4.4.3 BOCATOMAS CON PRESAS DERIVADORAS

Se trata de una toma que realiza la captación de las aguas del río mediante el cierre del cauce con una presa derivadora, que asegura una captación más regular de las aguas, debido a la curva de remanso que se produce.

Estas tomas pueden presentar las siguientes variantes:

4.4.3.1 Bocatoma con barrage fijo

Cuando la presa derivadora lo constituye un elemento rígido, generalmente de concreto. Se prefiere este tipo de bocatomas en los ríos caudalosos y torrentosos cuando el volumen derivado es menor al caudal medio del río.¹⁹

4.4.3.2 Bocatoma con barrage móvil

Cuando la contención del agua se efectúa mediante una serie de pilares que soportan compuertas que cierran el curso y elevan el nivel para derivar parte de las aguas al proyecto.

Su principal ventaja es su versatilidad para modificar el tirante de agua y para la eliminación de los sólidos. Se prefiere en ríos caudalosos con pendientes suaves.²⁰

4.4.3.3 Bocatoma con barrage mixto

Si una parte del cauce es cerrado con un elemento fijo y otra parte con una estructura móvil. Esta solución es ideal para los ríos de la costa y selva alta, donde sus crecidas arrastran gran cantidad de sedimentos y palizadas, y en estiaje disminuyen su caudal.²¹

4.4.4 TOMA TIROLESA O CAUCASIANA

Son tomas cuyas estructuras de captación se encuentran dentro de la sección del azud, en un espacio dejado en él, protegido por una rejilla que impide el ingreso de materiales gruesos. Estas tomas no son recomendables en ríos donde el arrastre de sedimentos es intenso, ya que podrían causar rápida obstrucción de las rejillas.²²

¹⁹ CESAR ARTURO ROSELL CALDERON. "Irrigación". Pág. 87. Segunda Edición. Colegio de Ingenieros del Perú. Lima - Perú.

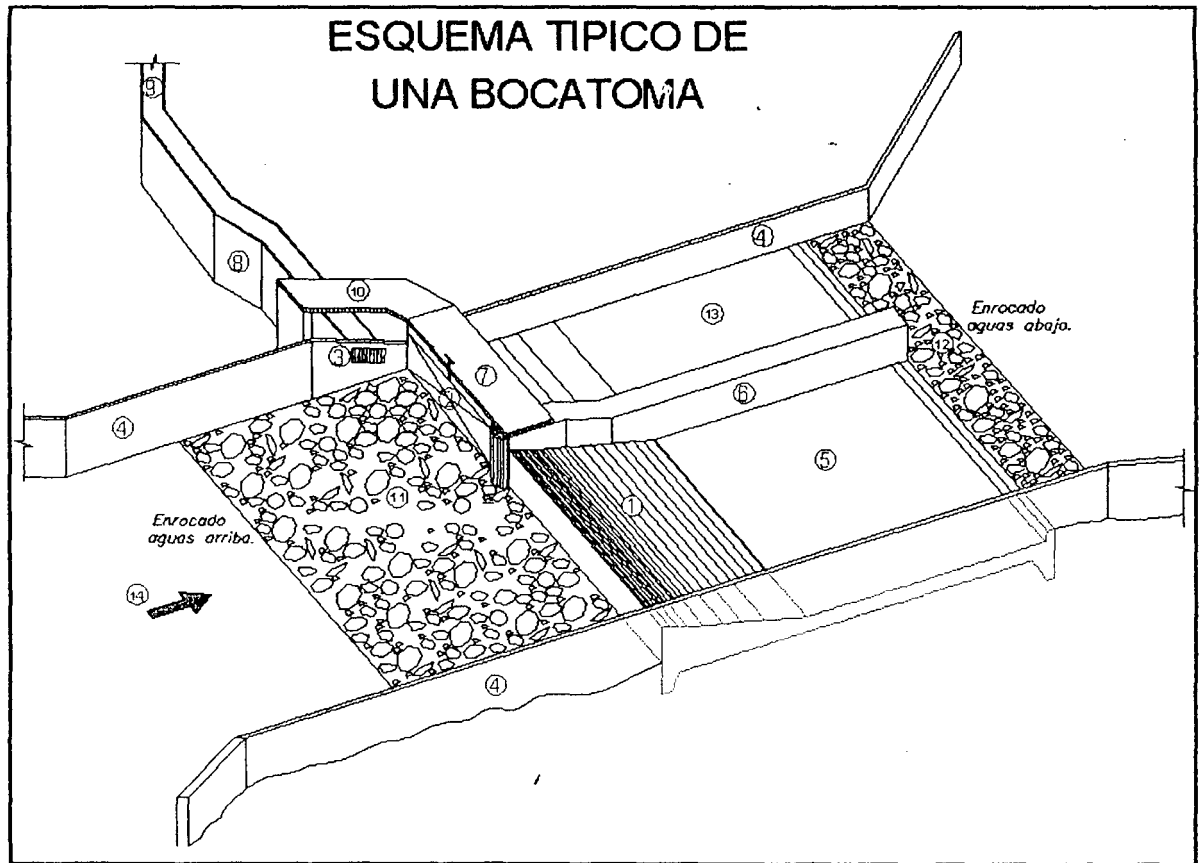
²⁰ Ídem. Pág. 90.

²¹ CESAR ARTURO ROSELL CALDERON. "Irrigación". Pág. 96. Segunda Edición. Colegio de Ingenieros del Perú. Lima - Perú.

²² MANSEN, DE PIEROLA, VIVAR. "Estructuras de Derivación". Pág. 2. Universidad Nacional de Ingeniería. Noviembre 1993. Lima - Perú.

4.5 PARTES DE UNA BOCATOMA

Existen varios factores que definen el tipo de bocatoma, entre los cuales podemos citar: el régimen del río, el transporte de sólidos, el caudal de la captación, las características del lecho del río, su sección transversal, las condiciones de cimentación, la disponibilidad de materiales de construcción y el presupuesto asignado para la ejecución de la obra.



Donde:

- 1.- Cimacio ó azud.
- 2.- Compuerta de limpia.
- 3.- Ventana de captación.
- 4.- Muro de encauzamiento.
- 5.- Poza amortiguadora.
- 6.- Pilar ó pila.
- 7.- Losa de operación o compuerta de limpia.
- 8.- Transición.
- 9.- Canal de aducción.



- 10.- Losa de operación de compuerta de operación.
- 11.- Enrocado aguas arriba.
- 12.- Enrocado aguas abajo.
- 13.- Canal de limpia.
- 14.- Cauce natural del río.

Las partes principales de una bocatoma convencional son las siguientes:

4.5.1 MUROS O DIQUES DE ENCAUZAMIENTO

Su objeto es encauzar el río y proteger los terrenos ribereños aguas arriba de la toma y evitar desbordamientos como consecuencia de la instalación del barraje. Los muros pueden ser de concreto armado, de tipo presa de gravedad, de tierra y de enrocamiento.²³

4.5.2 PRESA DERIVADORA

Llamada también cortina, azud o barraje es una represa construida transversalmente al río con el objeto de levantar el tirante de agua y facilitar el ingreso de aguas a través del bocal de captación.²⁴

Esta formada por el conjunto de las siguientes estructuras:

4.5.2.1 Barraje o azud

Constituye la presa propiamente dicha, funciona como vertedero y tiene una elevación de acuerdo a los caudales de avenidas máximas.

La sección del barraje se aproxima a la forma parabólica de un chorro de agua con caída libre. El objetivo de diseñar así es evitar presiones negativas en la vertiente y el paramento aguas abajo, con lo cual se evitan fenómenos de cavitación y ciertos tipos esfuerzos en el barraje. Con el cimacio se logra aumentar la eficiente descarga del vertedor.

4.5.2.2 Disipador de energía o colchón amortiguador

Como consecuencia de la colocación de la presa derivadota en el cauce del río se origina un incremento de la energía potencial, que al verter el agua por encima del barraje se transforma en energía cinética que causa erosión, por lo que es conveniente instalar un colchón disipador para producir el salto hidráulico y amortiguar la energía. En algunos tipos de

²³ CESAR ARTURO ROSELL CALDERON. "Irrigación". Pág. 96. Segunda Edición. Colegio de Ingenieros del Perú. Lima - Perú.

²⁴ Ídem.



colchón, para amortiguar el salto en una longitud menor se le acondiciona dientes y/o dados "rompedores de velocidad" dentro de la poza.

4.5.2.3 *Delantal o mandil sumergido*

Colocado frente al barrage o azud, tiene las siguientes funciones:

- ⊕ Deflector de sedimentos gruesos.
- ⊕ Aumentar el recorrido de la filtración y evitar la percolación.
- ⊕ Disminuir la subpresión en las estructuras principales.

Delante del mandil se coloca un dentellón para fijarlo mejor al suelo.

4.5.3 CANAL DE LIMPIA

El canal de limpia es la estructura que se instala con el objeto de eliminar los sedimentos que se depositan al ingreso del bocal de captación y permite mejorar la captación en épocas de estiaje especialmente en ríos con gran variación de caudales.

4.5.4 TOMA O CAPTACION

Estructura que esta ubicada en una de las márgenes del río, inmediatamente aguas arriba del barrage y tiene por objeto captar las aguas, procurando que el ingreso de sedimentos sea el mínimo.

La capacidad de la toma se determina de acuerdo a la demanda de agua establecida por la cédula de cultivos en el caso de un proyecto agrícola, o de acuerdo a las capacidades de la central hidroeléctrica o del proyecto de abastecimiento de agua potable.

4.5.4.1 *Ventana de captación*

Las ventanas de captación son las entradas de agua de la toma que en ciertos casos están instaladas en un paramento de concreto totalmente protegido.

Detrás del vertedero de toma u orificio se colocan los mecanismos de cierre de emergencia y luego las compuertas de control.

4.5.4.2 *Canal desrripador*

Entre el vertedero de captación y los orificios de toma o después de los orificios de toma se proyecta un canal transversal al flujo con el propósito de decantar los materiales sólidos que pudieran haber ingresado en el bocal de captación. Este canal debe tener fuerte pendiente para eliminar las gravas aguas abajo del barrage.

4.5.4.3 Poza de tranquilización

A consecuencia de la diferencia de niveles entre la cresta del barraje y del lecho del río se produce una diferencia de cargas que es necesario controlar mediante una transición o una poza disipadora de energía.

4.5.4.4 Aliviaderos

En algunos casos por mala operación de las compuertas de regulación en la bocatoma, ingresan caudales mayores a su capacidad en el canal de derivación, lo cual obliga instalar aliviaderos para eliminar las excedencias inmediatamente después del inicio del canal de derivación.

4.6 CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL RIO AVISADO

El dimensionamiento hidráulico de la estructura de captación se basa en el estudio del comportamiento del agua ya sea en movimiento o en reposo.

El dimensionamiento hidráulico debe satisfacer las siguientes condiciones:

- a) Estabilidad del cauce al paso de la avenida de diseño (hidráulica fluvial).
- b) Asegurar permanentemente el caudal de ingreso al bocal de captación.
- c) Captar lo mínimo de material sólido.
- d) Proveer un sistema de compuertas que eviten la sedimentación de sólidos y material flotante frente al bocal.

Características del río:

⊕ Coordenadas	:	258692E ; 9354384N
⊕ Ubicación	:	Margen Izquierda del río Avisado
⊕ Caudal de máxima avenida	:	$Q = 142.00 m^3 / seg$
⊕ Caudal de diseño	:	$Q_d = 1.2 \times Q = 170.40 m^3 / seg$
⊕ Caudal a Derivar	:	$Q_d = 2.86 m^3 / seg$
⊕ Pendiente del cauce	:	$S = 0.0008$
⊕ Cota del cauce río	:	$C_0 = 820.35 m.s.n.m.$
⊕ Rugosidad	:	$n = 0.035$
⊕ Angulo del eje del bocal de captación:		$\alpha = 30^\circ$
⊕ Ancho medio del cauce	:	$L = 28.80 m$

4.7 CALCULO DE LA RUGOSIDAD (n) DEL RIO EN EL PUNTO DE INTERES

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad, se utilizó la fórmula de Cowan que es la siguiente:

$$n = m_5 \times (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \quad (1.10)$$

Tabla 01. Valores para el calculo del coeficiente de rugosidad(n); segun la ecuacion de COWAN

Condiciones del Cauce			Valores
⊕ Material considerado	Tierra	n_0	0.030
	Roca cortada		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
	Liso		0.000
⊕ Grado de irregularidad	Menor	n_1	0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
	Gradual		0.000
⊕ Variaciones de la sección transversal del canal	Ocasionalmente alternante	n_2	0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
	Despreciable		0.000
	Menor		0.010-0.015
⊕ Efecto relativo de obstrucciones	Apreciable	n_3	0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
	Escasa		0.003
	Baja		0.005-0.010
⊕ Vegetación	Media	n_4	0.010-0.020
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
	Menor		1.000
⊕ Cantidad de meandros	Apreciable	m_5	1.150
	Severa		1.300

Fuente: J. Arias Ninan. "Diseno de obras de Captacion: Bocatomas". pag. 48, 49 y 50

De la tabla 01, se obtiene los siguientes valores para cada coeficiente:

m_5 = Cantidad de meandros ($m_5 = 1$)

n_0 = Material considerado ($n_0 = 0.024$)

n_1 = Grado de irregularidad del cauce ($n_1 = 0.003$)

n_2 = Variaciones de la sección transversal del cauce ($n_2 = 0.005$)

n_3 = Efecto relativo de obstrucciones ($n_3 = 0.000$)

n_4 = Vegetación presente en la zona de interés ($n_4 = 0.003$)

Reemplazando valores:

$$n = 1 \times (0.024 + 0.003 + 0.005 + 0.000 + 0.003)$$

$$n = 0.035$$

4.8 DISEÑO DEL BARRAJE (FIJO Y MÓVIL)

Este tipo de estructura llamada también presa de derivación tiene por finalidad crear una carga de agua fija sobre las compuertas de toma y asegurar así la captación del agua por la estructura. Esta estructura es utilizada por su funcionalidad: presenta una parte con barraje fijo denominado cimacio ó azud y la otra parte es móvil identificada como compuerta de limpia; ubicándose ésta adyacente a la zona de captación siendo además su función principal el evitar la acumulación de material de arrastre del río ó quebrada de dicha zona.

En este proyecto se utilizará este tipo de estructura y su diseño se hará para el caudal de $170.40 \text{ m}^3 / \text{seg.}$

Cálculo de la cota de coronación del barraje (C_c):

La altura del barraje tiene por objeto asegurar la derivación del caudal necesario en el canal principal y permite el paso de excedentes por encima de la cresta.

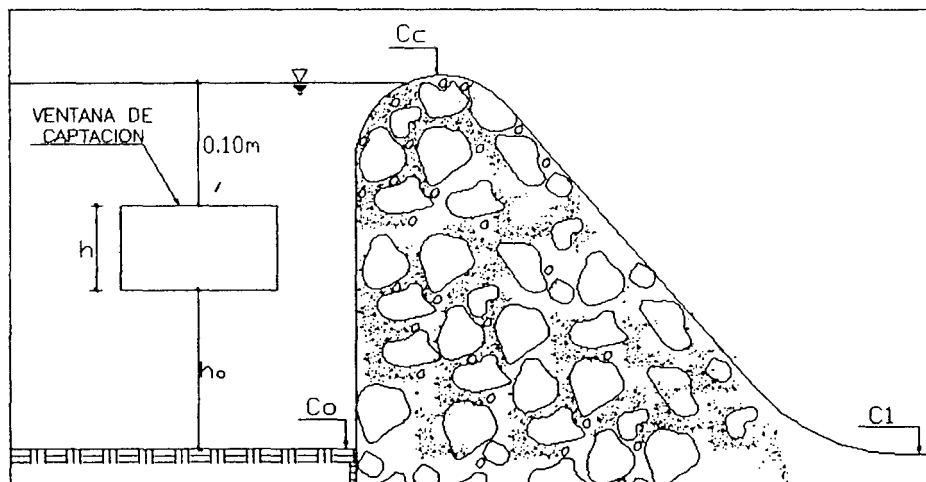


Figura 05. Nivel de la cresta del barraje.

El nivel de la cresta del barraje como se muestra en la figura 01; está dado por:

$$C_c = C_o + h_o + h + 0.10 \quad (1.11)$$

Donde:

$$C_o = \text{Cota del lecho delante del barraje vertedero} (C_o = 820.35 \text{ m.s.n.m.})$$

$h =$ Altura de la Ventana de Captación (*Asumiendo $h = 0.85m$*)

$h_0 =$ Altura del umbral de toma, para evitar el ingreso de sólidos ($h_0 = 0.45m$)

El sumando de $0.10m$; es altura de carga o sello de agua considerada por seguridad, para corregir efectos de oleaje y de coeficientes de fórmula.

Reemplazando valores se tiene:

$$C_c = 820.35 + 0.45 + 0.85 + 0.10$$

$$C_c = 821.75m.s.n.m.$$

Luego la altura del barraje fijo (P) será:

$$P = C_c - C_0 \quad (1.12)$$

Reemplazando valores se tiene:

$$P = 821.75 - 820.35$$

$$P = 1.40m$$

4.8.1 COMPUERTA DE LIMPIA

Debiéndose mantener limpia de sedimentos transportados por el río, la zona inmediata a la captación se debe dotar a la bocatoma de un sistema de compuertas de limpia.

Criterios para su dimensionamiento:

1. Área de la sección transversal de la compuerta de limpia debajo de la corona del aliviadero, varía de 1 a 2 veces el área de la ventana de captación. $A_{CL} = (1 - 2)A_{vc}$

Donde:

A_{CL} = Área de la compuerta de limpia.

A_{vc} = Área de la ventana de captación.

2. Área de la compuerta de limpia debajo de la cresta del aliviadero es

$$1/10 \text{ del área atajada por el aliviadero. } A_{CL} = \frac{A_{AL}}{10}$$

Donde:

A_{CL} = Área de la compuerta de limpia.

A_{AL} = Área atajada por el aliviadero.

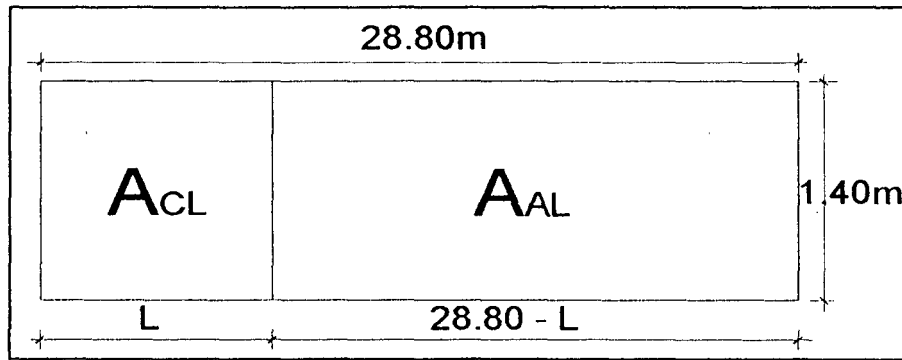


Figura 06. Esquema del barraje fijo y móvil.

Entonces, se tendrá:

- $A_{CL} = 2 \times A_{VC}$, pero sabemos que: $A_{VC} = 2 \times h \times L$

Donde:

h, L = Dimensiones de la ventana de captación.

Reemplazando valores: $A_{CL} = 2 \times 0.85 \times 2$

$$A_{CL} = 3.40m^2$$

Además, de la figura 02, se tiene: $A_{CL} = 1.40 \times L$

Despejando "L" y reemplazando el valor de A_{CL} , se tendrá: $L = 2.43m$

También:

- $A_{CL} = \frac{A_{AL}}{10}$

De la figura 02, se tiene que:

$$A_{CL} = 1.40 \times L$$

$$A_{AL} = 1.40 \times (28.8 - L) \Rightarrow A_{AL} = 40.32 - 1.40 \times L$$

Reemplazando valores se tiene: $L = 2.62m$

Asumiremos luego una longitud de la compuerta de limpia de:

$$L = 3.50m$$

$$\text{Luego: } A_{CL} = 1.40m \times 3.50m \Rightarrow A_{CL} = 4.90m^2$$

4.8.2 PREDIMENSIONAMIENTO DEL PILAR

El espesor del pilar para el predimensionamiento es:

$$e = \frac{L}{4} \quad (1.13)$$

Donde:

L = Luz libre entre pilares, ancho de compuerta de limpia ($L = 3.50m$)

Reemplazando valores se tiene:

$$e = 0.88m$$

Adoptaremos $e = 0.90m$

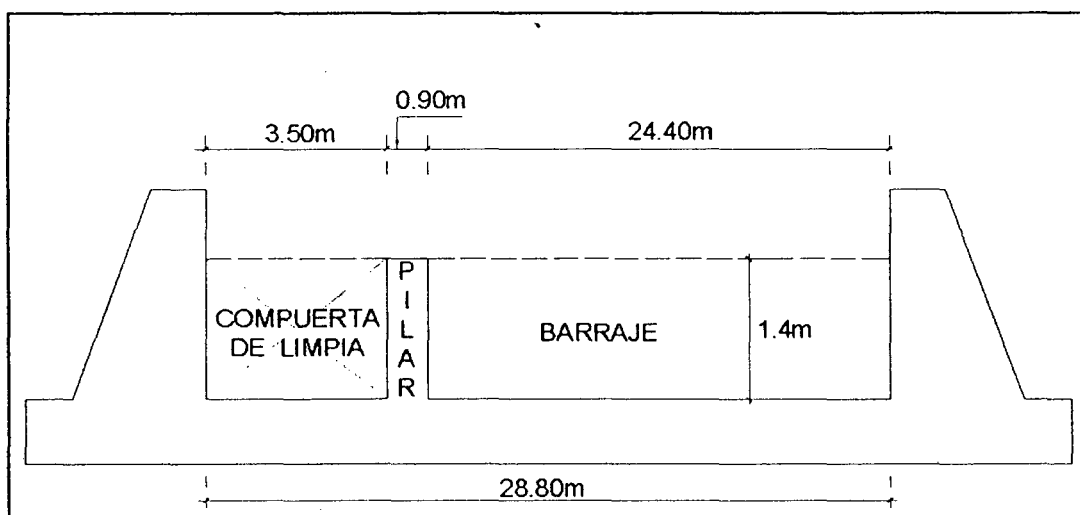


Figura 07. Esquema del pilar.

4.8.3 CARGA DE AGUA SOBRE LA CORONA DEL BARRAJE:

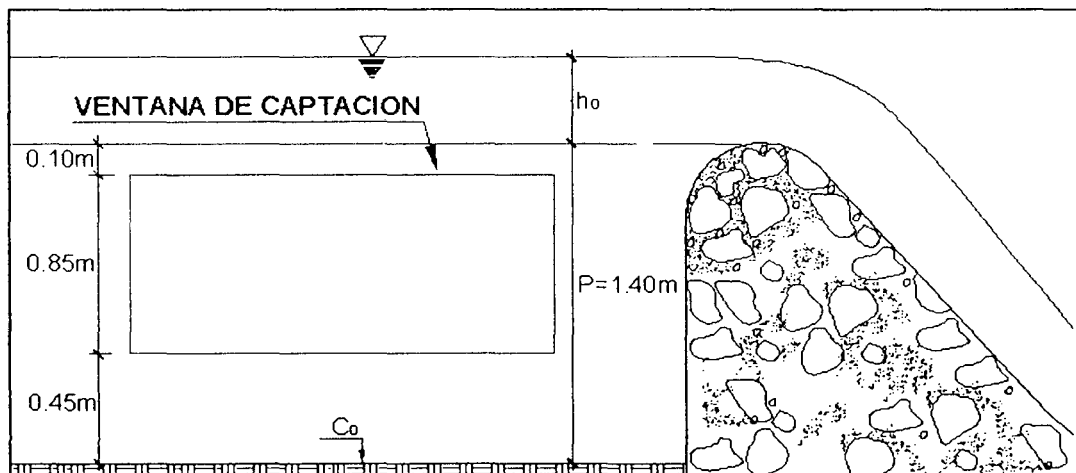


Figura 08. Bosquejo de la seccion transversal del barraje.

Por principio se tiene: $Q_{MAX} = Q_{ALIVIADERO} + Q_{COMP. LIMPIA}$

Del análisis hidrológico se tiene: $Q_{DISEÑO} = 170.40m^3 / seg$

$$Q_{DISEÑO} = c \times L \times H_e^{1.5} + Cd \times b \times a \times \sqrt{2 \times g \times h} \quad (1.14)$$

ESQUEMA PARA EL ALIVIADERO DE DEMASIAS

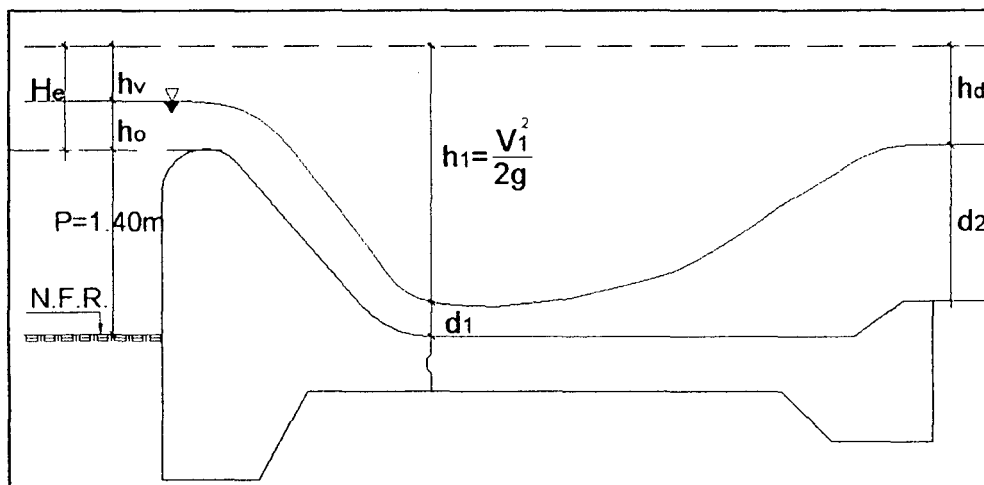


Figura 09. Esquema para el aliviadero de demasias.

La longitud neta efectiva de la cresta está dada por:

$$L = L_1 - 2 \times H_e \times [(N \times K_p) + K_A] \quad (1.15)$$

Donde:

L = Longitud efectiva de la cresta

L_1 = Longitud bruta o total de la cresta. No se incluye el ancho del canal de limpia ($L_1 = 24.40m$)

N = Número de pilares que atraviesan el aliviadero (Asumimos $N = 1$)

K_p = Coeficiente de contracción en los pilares ($K_p = 0.01$, para tajamar redondo)²⁵

K_A = Coeficiente de contracción de estribos ($K_A = 0.2$, para estribos cuadrados)

Reemplazando valores en la ecuación (1.15) se tiene:

$$L = 24.40 - 0.42 \times H_e \quad (1.16)$$

Para calcular el valor del coeficiente de descarga " C ", se dará valores a " H_0 ":

Primer Tanteo (Asumiendo $H_e = 0.80m$):

Tomando en cuenta la profundidad de llegada

²⁵ ALFREDO MANSEN VALDERRAMA. "Diseño de Bocatomas". Pág. 49. Lima - Perú.

$$\frac{P}{H_0} = 1.75$$

Con este valor entramos a la figura 05; de la U.S. BUREAU OF RECLAMATION, y se obtiene el valor del coeficiente de descarga (C):

$$C = 3.94$$

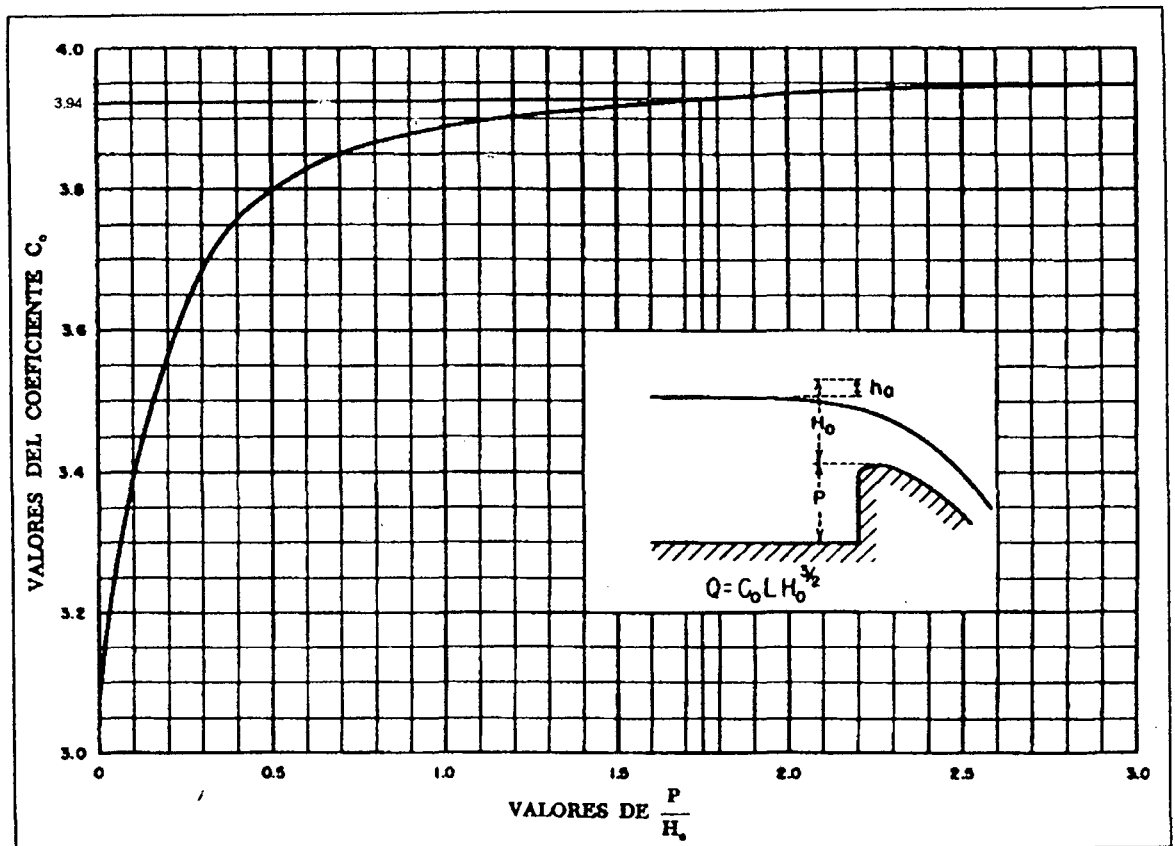


Figura 09. Coeficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical.

Luego en la ecuación (1.16), para un valor de $H_0 = 0.80m$ se tendrá:
 $L = 24.06m$

Calculo del caudal que descarga que pasa por el aliviadero:

$$Q_{Al.} = C \times L \times H_e^{1.5} \quad (1.17)$$

Donde:

$Q_{Al.}$ = Descarga sobre el aliviadero

C = Coeficiente de descarga ($C = 3.94$)

L = Longitud efectiva de la cresta ($L = 24.06m$)

H_e = Carga sobre la cresta incluyendo h_v ($H_e = 0.80m$)

Reemplazando los valores de " C ", " L ", " H_e ", en la ecuación (1.17), se tiene:

$$Q_{Al.} = 3.94 \times 24.06 \times 0.80^{1.5}$$

$$Q_{Al.} = 67.83 m^3 / seg$$

ESQUEMA PARA LA COMPUERTA DE LIMPIA

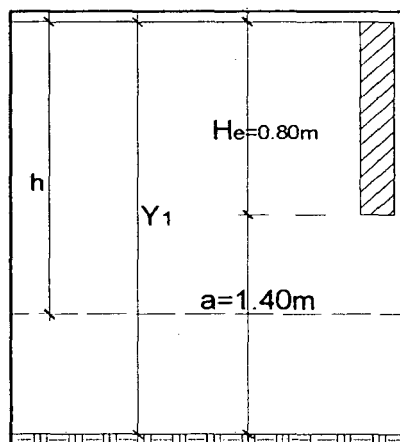


Figura 10. Esquema para la compuerta de limpia.

Para el diseño, se supone que la compuerta de limpia estará totalmente levantada cuando el caudal máximo del río se presente.

Lo calcularemos asumiendo que funciona como orificio sumergido.

$$Q_{cl.} = Cd \times b \times a \times \sqrt{2 \times g \times h} \quad (1.18)$$

Donde:

$Q_{cl.}$ = Descarga sobre la compuerta de limpia (Asumiendo que funciona como orificio sumergido)

Cd = Coeficiente de descarga ($Cd = 0.75$)

a = Altura de la compuerta de limpia ($a = 1.40m$)

b = Ancho de la compuerta de limpia ($b = 3.50m$)

h = Carga del orificio

Pero:

$$h = Y_1 - \frac{a}{2} \quad (1.19)$$

$$\text{Además se tiene que: } Y_1 = a + H_0 \quad (1.20)$$

Reemplazando valores se tiene: $Y_1 = 2.20m$

Luego reemplazando el valor de " Y_1 " en la ecuación (1.19), se tendrá:

$$h = 2.20 - \frac{1.40}{2}$$

$$h = 1.50m$$

Luego reemplazando el valor de " h " en la ecuación (1.18), se tendrá:

$$Q_{CL} = 0.75 \times 1.4 \times 3.50 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 1.50}$$

$$Q_{CL} = 19.94m^3 / seg$$

Reemplazando los valores de " Q_{AL} " y " Q_{CL} "; en la ecuación (1.14), se tiene que no cumple la condición.

Realizando iteraciones hasta que se cumpla con la condición de la ecuación (1.14)

Tabla 02. Valores obtenidos de las diferentes iteraciones realizadas, para cumplir la condición de la ecuación (0.5)

P	H_0	P / H_0	C_0	$Q_{AL}(m^3 / seg)$	$Q_{CL}(m^3 / seg)$	$Q_{MAX}(m^3 / seg)$
1.40	0.80	1.75	3.94	67.83	19.94	87.77
1.40	1.00	1.40	3.92	94.32	21.23	115.55
1.40	1.354	1.03	3.88	147.08	23.33	170.41
1.40	2.50	0.56	3.83	364.25	29.12	393.38
1.40	3.00	0.47	3.78	472.57	31.32	503.89

Se tendrá:

$$H_0 = 1.354m$$

$$C_0 = 3.88$$

$$Q_{AL} = 147.08m^3 / seg$$

$$Q_{CL} = 23.33m^3 / seg$$

Sumando estos dos valores cumple la condición de la ecuación (1.14), entonces proseguimos con el diseño.

La carga de diseño " h_0 " está dada por:

$$h_0 = H_0 - h_v \quad (1.21)$$

$$\text{Donde: } h_v = \frac{V^2}{2 \times g} \quad (1.22)$$

$$\text{Pero: } V = \frac{Q}{A} = \frac{170.40 \text{ m}^3 / \text{seg}}{24.40 \times (1.40 + h_0)^2}$$

Reemplazando el valor de " V " en la ecuación (1.22), se tiene:

$$h_v = \frac{2.4858}{(1.40 + h_0)^2}$$

Luego reemplazando del valor de " h_v " en la ecuación (1.21), se tiene:

$$h_0 = 1.354 - \frac{2.4858}{(1.40 + h_0)^2} \quad (1.23)$$

Realizando iteraciones hasta que se cumpla la ecuación (1.23), se tendrá el valor de " h_0 ":

$$h_0 = 0.87 \text{ m}$$

Con ésta carga de agua se ésta asegurando que pase sin ningún inconveniente el caudal de máxima avenida de diseño ($Q_d = 170.40 \text{ m}^3 / \text{seg}$), en caso éste se presente.

Reemplazando el valor de " h_0 ", se tiene: $V = 3.08 \text{ m} / \text{seg}$

4.8.4 CALCULO DE LA CRESTA DEL CIMACIO O AZUD:

Es recomendable dar formas a la cresta de modo tal que eviten la presencia de presiones negativas que podrían generar cavitación que causen daños al concreto.

La U.S. BUREAU of RECLAMATION y el U.S. ARMY CORPS of ENGINEER; han desarrollado varios perfiles estándar.

Se adoptará para nuestro caso, el perfil CREAGER, cuya fórmula es la siguiente:

$$\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n \quad (1.24)$$

Donde:

X, Y = Coordenadas del perfil de la cresta del vertedero con origen en el punto mas alto de la cresta.

H_0 = Carga neta sobre la cresta ($H_0 = 1.354 \text{ m}$)

K, n = Parámetros que dependen de la inclinación de la superficie aguas

arriba del barraje, cimacio o azud.

Tabla 03. Parámetros para el cálculo del Perfil

INCLINACION DE LA SUPERFICIE AGUAS ARRIBA	K	n
VERTICAL	2.00	1.850
3:1	1.936	1.836
3:2	1.939	1.810
3:3	1.873	1.776

De acuerdo a la tabla para una posición vertical (que es el caso del proyecto), se tiene:

$$K = 2.00 \quad n = 1.850$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.24) se tiene:

$$X^{1.85} = 2(H_o)^{0.85} Y \Rightarrow Y = \frac{X^{1.85}}{2H_o^{0.85}}$$

Para el proyecto se tiene $H_o = 1.354m$, entonces se tendrá:

$$Y = -1.5458X^{1.85} \quad (1.25)$$

Derivando la expresión

$$\frac{dy}{dx} = 1.5458 \times 1.85 X^{0.85}$$

Para una inclinación $\left(\frac{dy}{dx}\right)$ de 1:1.5; se tendrá:

$$\frac{1}{1.5} = 2.85973 X^{0.85}$$

De donde obtenemos $X = 0.180m$

Reemplazando el valor de "X" en la ecuación (1.25), se tiene $Y = 0.064m$

Valores de "X" e "Y" donde empalmara la recta tangencial desde una circunferencia de radio $R = 1.5H_o$, a la curva de la cresta.

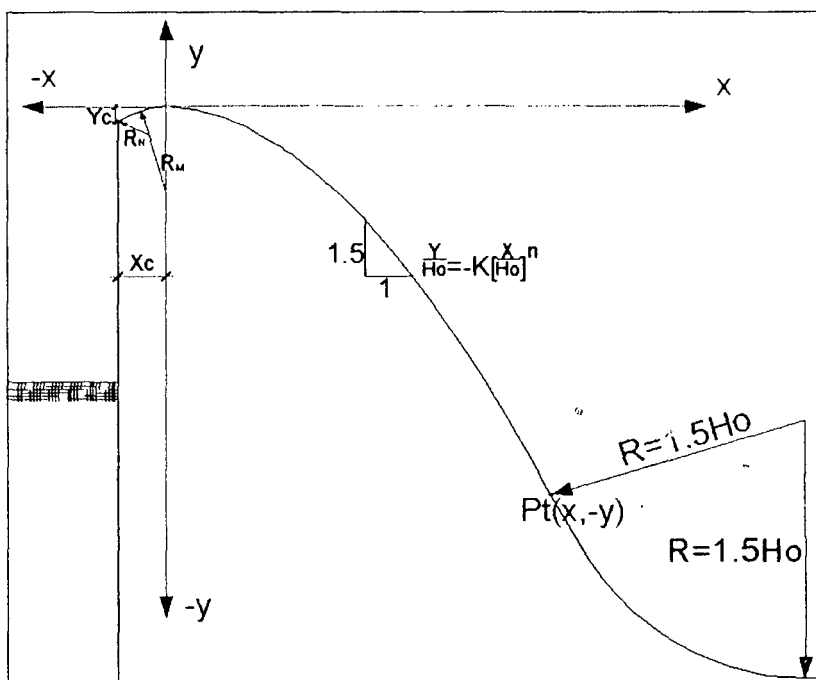


Figura N° 11. Esquema del Perfil CREAGER.

Los siguientes parámetros del diseño del barraje que a continuación se detallan, están indicados en el Bureau of Reclamation del diseño de vertederos de demasías.

$$X_c = 0.282H_o = 0.382m$$

$$Y_c = 0.175H_o = 0.237m$$

$$R_m = 0.5H_o = 0.677m$$

$$R_n = 0.2H_o = 0.271m$$

$$R = 1.5H_o = 2.031m$$

Punto Tangencial $Pt(0.180, 0.064)$

Calculo de la Tangente:

$$T = R \times \tan\left(\frac{\phi}{2}\right) \quad (1.26)$$

Asumiendo $\phi = 33^\circ$

Reemplazando valores en la ecuación (1.26) se tiene:

$$T = 2.031 \times \tan\left(\frac{33^\circ}{2}\right)$$

$$T = 0.601m$$

TABULACION PARA GRÁFICAR EL PERFIL CREAGER

X	Y
0.000	0.0000
0.050	0.0061
0.080	0.0145
0.105	0.0239
0.110	0.0260
0.115	0.0283
0.120	0.0306
0.125	0.0330
0.130	0.0355
0.135	0.0380
0.140	0.0407
0.145	0.0434
0.150	0.0462
0.155	0.0491
0.160	0.0521
0.165	0.0551
0.170	0.0583
0.175	0.0615
0.180	0.0648

Luego de realizar los cálculos, presentamos el perfil final del barraje, con sus respectivos componentes calculados (Ver fig. N° 12).

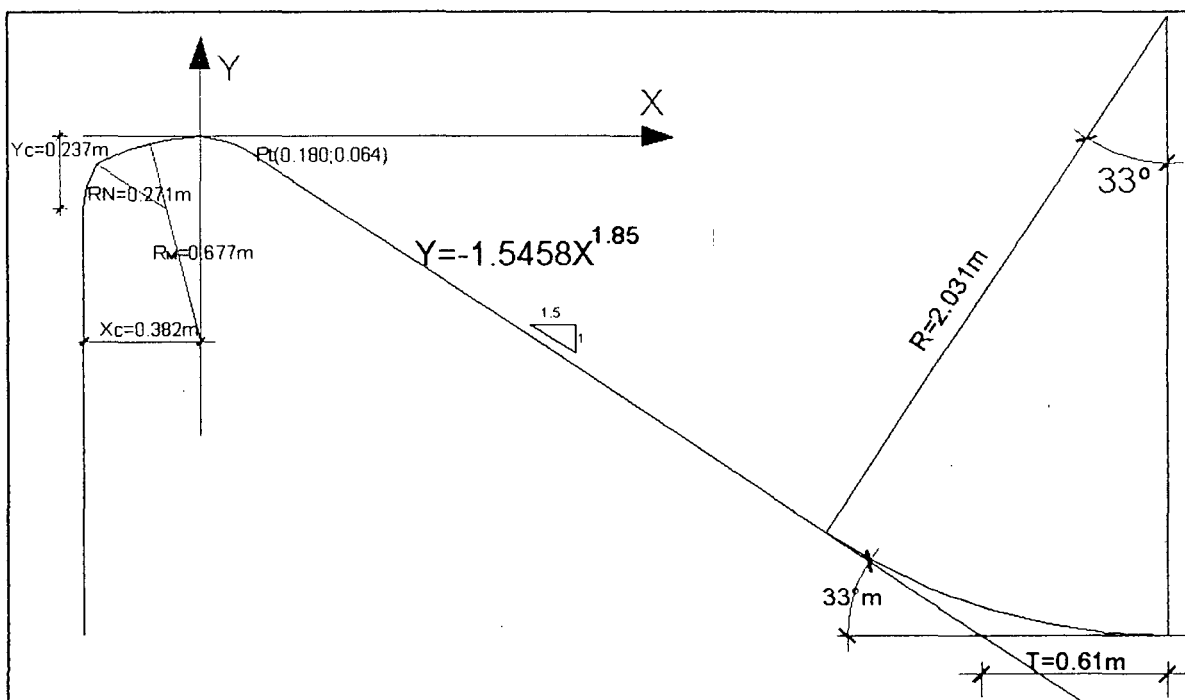


Figura N° 12. Esquema del Perfil CREAGER, con sus respectivos elementos.

4.8.5 DISIPACION DE ENERGIA: TANQUE AMORTIGUADOR

Dado la diferencia de nivel producida por la ubicación de ésta estructura es necesario disipar la energía que se producirá y por lo tanto se debe calcular los tirantes conjugados, los cuales permitirán obtener la longitud de la poza amortiguadora (Ver fig. N° 12).

4.8.5.1 Cálculo de los tirantes conjugados

Cálculo del tirante (d_1):

$$E_{T_0} = E_{T_1} + h_{0-1} \text{ (Ecuación de BERNOULLI)}$$

Datos:

$$Q_{MAX} = 147.08 m^3 / seg \text{ (Caudal que pasa por el aliviadero).}$$

$$L = 24.40 m \text{ (Longitud del barraje vertedor sin el canal de limpia).}$$

Aplicando BERNOULLI entre (0) y (1):

$$\Delta Z + P + h_v + h_o = d_1 + \frac{V_1^2}{2 \times g} + \Delta h \quad (1.27)$$

$$\text{Pero } V_1^2 = \left(\frac{Q_{MAX}}{L \times d_1} \right)^2$$

Además asumiendo $\Delta Z = 1.50 m$ por razones topográficas y reemplazando valores en la ecuación (1.27) se tiene:

$$4.254 = d_1 + \frac{1.852}{d_1^2}$$

Realizando iteraciones se tiene $d_1 = 0.725 m$

$$\text{Entonces } V_1 = 8.314 m / seg$$

Cálculo del tirante conjugado (d_2):

Para el cálculo utilizaremos la siguiente expresión:

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{2 \times d_1 \times V_1^2}{g} + \frac{d_1^2}{4}} \quad (1.28)$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.28) se tiene:

$$d_2 = 2.86 m$$

Siendo este el tirante del río inmediatamente aguas abajo de la poza de amortiguación.

Luego:

$$A_2 = L \times d_2 = 24.40 \times 2.86 \Rightarrow A_2 = 69.78 m^2$$

$$V_2 = \frac{Q_{MAX}}{A_2} = \frac{147.08}{69.78} \Rightarrow V_2 = 2.11 m / seg$$

$$h_{v2} = \frac{V_2^2}{2 \times g} = \frac{(2.11)^2}{2 \times 9.81} \Rightarrow h_{v2} = 0.23 m$$

Cálculo del tirante normal (d_n):

Aplicando BERNOULLI entre (2) y (3):

$$d_2 + \frac{V_2^2}{2 \times g} = S + d_n$$

Donde: S = Profundidad de la poza (Asumiendo $S = 1.50 m$)

Reemplazando valores se tiene:

$$2.86 + 0.23 - 1.5 = d_n$$

Finalmente tenemos: $d_n = 1.59 m$

4.8.5.2 Longitud de la poza de disipación de energía (L_p)

Para que el resalto alcance a formarse necesita de cierta longitud que es la que se debe dar al estanque; existen varios criterios, que se dan a continuación:

⊕ **Según la U.S. BUREAU of RECLAMATION:**

$$L = 4d_2 \quad (1.29)$$

$$L = 4 \times 2.86 \Rightarrow L = 11.44 m$$

⊕ **Según LINDQUIST Y/O BAKHMETEV-MAZTKE:**

$$L = 5 \times (d_2 - d_1) \quad (1.30)$$

$$L = 5 \times (2.86 - 0.725) \Rightarrow L = 10.68 m$$

⊕ **Según SAFRANEZ:**

$$L = 6 \times d_1 \times F_1 \quad (1.31)$$

$$\text{Donde: } F = \frac{V_1}{\sqrt{g \times d_1}} = \frac{8.314}{\sqrt{9.81 \times 0.725}} \Rightarrow F = 3.12$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.31) se tiene:

$$L = 13.57 m$$

⊕ **Según PAVIOSKI:**

$$L = 2.5 \times (1.9d_2 - d_1) \quad (1.32)$$

$$L = 2.5 \times [(1.9 \times 2.86) - 0.725] \Rightarrow L = 11.77m$$

Adoptaremos una longitud de la poza amortiguadora de $L = 10.00m$, teniendo en consideración a que es el valor mas próximo que comprende a las formulas donde interviene como parte " d_1 " y " d_2 ", que se localizan en la poza amortiguadora.

4.8.6 CALCULO DEL ESPESOR DEL ENROCADO

Longitud del enrocado aguas arriba del aliviadero de demasías:

Se adoptará la expresión:

$$L_{MIN} = 5 \times h_0 \quad (1.33)$$

$$L_{MIN} = 5 \times 0.87 = 4.35m$$

Adoptaremos $L_{MIN} = 5.00m$

Espesor del Enrocado

El espesor mínimo que puede tomar el enrocado puede evaluarse a través de la expresión:

$$e = 0.6 \times q^{1/2} \times \left[\frac{H}{g} \right]^{1/4} \quad (1.34)$$

Donde: q = Gasto unitario o específico

$$q = \frac{Q_D}{L_r} = \frac{170.4m^3 / seg}{28.8m} \Rightarrow q = 5.92m^3 / seg / m$$

H = Carga hidráulica

$$H = P + H_0 = 1.4 + 1.354 \Rightarrow H = 2.754m$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.34) se tiene:

$$e = 0.6 \times \sqrt{5.92} \times \left[\frac{2.754}{9.81} \right]^{0.25} \Rightarrow e = 1.10m$$

Deberá utilizarse roca pesada de $\phi = 1.10m$ como mínimo.

4.8.7 DETERMINACION DEL ESPESOR DEL COLCHON AMORTIGUADOR

Según TRAIMOVICH; el espesor elegido al comienzo del zampeado debe ser suficiente para resistir el impacto del agua, que baja desde la cresta del vertedero, este valor esta dado por:

$$e = 0.2 \times q^{0.5} \times Z^{0.25} \quad (1.35)$$

Donde:

q = Caudal unitario que pasa por el aliviadero ($q = 6.03 \text{ m}^3 / \text{seg} / \text{m}$)

Z = Diferencia de niveles aguas arriba y aguas abajo del vertedor

$$Z = P + h_0 + 1.5 - d_1 = 1.4 + 0.87 + 1.5 - 0.725 \Rightarrow Z = 3.045 \text{ m}$$

Resolviendo la ecuación (1.35) se tiene:

$$e = 0.2 \times (6.03)^{0.5} \times (3.045)^{0.25} \Rightarrow e = 0.65 \text{ m}$$

Adoptaremos un espesor de tanteo mayor $e = 0.80 \text{ m}$ que permite contrarrestar los efectos de sub-presión debido a que no se ha considerado la instalación de lloraderas, rompe presiones en la losa del colchón amortiguador.

4.9 SUBPRESIONES – METODO DE E. W. LANE

La subpresión es la presión hidráulica de abajo hacia arriba actuando sobre la base de la estructura, originada por el agua de filtración.

Esta fuerza hay que tenerla muy en cuenta en la determinación de la estabilidad de la estructura, en nuestro caso del cimacio o azud que conforma el vertedero.

Para reducir la supresión hay diversas maneras de proteger la estructura, una de ellas es alargando el recorrido del agua (camino de percolación) debajo del azud para disminuir la gradiente hidráulica. Con este objeto se puede aumentar la longitud del estanque, colocar un zampeado aguas arriba del azud o colocar dentellones (dados de concreto)

Otra posibilidad, en vez de disminuir la velocidad es hacerla inofensiva por medio de filtros y proveer al estanque de drenes para disminuir la supresión.

Cálculo de la subpresión – Método de LANE:

Uno de los medios de calcularla, es el uso de la red de flujo, en sustitución de ésta y para fines prácticos puede usarse para el mismo objeto fórmulas teóricas.

Existen varios métodos, en nuestro caso se usará el método de la filtración compensada o Método de Lane.

Este método se basa en que, como los suelos están estratificados y generalmente en sentido horizontal, el coeficiente de permeabilidad horizontal es siempre menor que el vertical, o sea que disipa mayor presión en el flujo vertical que en el horizontal.

Basándose en esto el Ing. E. W. LANE, propuso la siguiente relación para el camino de precolación:

$$L_C = \frac{L_H}{3} + L_V \geq C_L \times H \quad (1.36)$$

Donde:

L_C = Longitud de percolación.

L_H = Longitud de contactos horizontales que hacen un ángulo menor de 45° con la horizontal.

L_V = Longitud de contactos verticales que hacen un ángulo mayor o igual a 45° con la horizontal.

C_L = Coeficiente de filtración que depende de la clase de material del cauce de la quebrada propuesta por LANE (Ver tabla 03).

H = Desnivel entre las superficies aguas arriba y superficies aguas abajo del barraje.

Tabla 03. Valores de coeficientes de filtración.

MATERIAL DEL CAUCE	Tamaño de grano (mm)	C
- Limo y arena muy fina	0.005 a 0.01	8.5
- Arena muy fina	0.1 a 0.25	7.0
- Arena de grano grueso	0.5 a 1.0	6.0
- Grava y arena		4.0
- Bolonería, Gravas y arena		3.0
- Arcilla		1.6 - 3

Fuente. Rosell Calderón Cesar Arturo. Pág. 106

La carga de filtración varía, según el funcionamiento que se considere en el vertedor.

Los casos más generales son:

1. Que el nivel de aguas arriba del barraje se encuentre en la elevación correspondiente a la cresta, es decir que no haya derrame sobre el barraje.
2. Que el vertedero esté trabajando con la carga máxima.



LONGITUD DE FILTRACIÓN NECESARIA

$$L_n = C_L \times H \quad (1.37)$$

Siendo:

C = Relación de carga compensada.

L_n = Longitud total de filtración compensada.

H = Carga hidráulica efectiva.

Para nuestro diseño, el valor de la relación de carga compensada es $c = 4$ (grava y arena, según la tabla 03).

De la figura 15, tenemos:

$$H = 821.75 - 820.35 \Rightarrow H = 1.40m$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.37) se tendrá:

$$L_n = 4 \times 1.40 \Rightarrow L_n = 5.60m$$

Longitud de Filtración Compensada por Supresiones

Según LANE:

$$L = \frac{L_H}{3} + L_v \geq C_L \times H \quad (1.38)$$

Longitud de contactos horizontales esta conformada por los siguientes tramos o segmentos:

$$L_H = \overline{2-3} + \overline{4-5} + \overline{6-7}$$

$$L_H = 1.0 + 14.53 + 0.80 \Rightarrow L_H = 16.33m$$

Longitud de contactos verticales esta conformada por lo siguientes tramos o segmentos:

$$L_v = \overline{1-2} + \overline{3-4} + \overline{5-6} + \overline{7-8}$$

$$L_v = 3.80 + 1.50 + 0.50 + 2.80 \Rightarrow L_v = 8.60m$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.38) se tiene:

$$L = \frac{16.33}{3} + 8.60$$

$$L(14.04m) > L_n(5.60m) \quad \text{Se cumple la relación, el cálculo es aceptado.}$$

Relación de carga compensada:

$$C = \frac{L}{H} = \frac{14.04}{1.40} \Rightarrow C = 10.03$$

$$C(10.03) > c(4) \quad \text{Se cumple la condición.}$$

Lo que quiere decir que se logra que la longitud de filtración compensada sea mayor que la longitud de filtración necesaria.

En otras palabras indicamos que por paso de filtración se está garantizando la imposibilidad de tubificación y por lo tanto seguridad en el barraje.

Trazado del diagrama de Supresiones:

El cálculo de supresión se calcula por el método de Bligh, Lane o Red de Flujo.

Para nuestro caso usaremos la fórmula de Lane.

$$S_x = \left[H_x - \left(\frac{H}{L} \right) \times L_x \right] \times \gamma_w \quad (1.39)$$

Donde:

S_x = Supresión a una distancia "x" (TN / m²)

H_x = Carga hidráulica en el punto "x" (m)

L_x = Longitud compensada hasta el punto "x" (m)

(H / L) = Carga perdida por unidad de longitud de filtración necesaria.

γ_w = Peso específico del agua ($\gamma_w = 1 \text{ TN} / \text{m}^3$)

Ptos N°	H_x (m)	L_H (m)	L_V (m)	$\frac{H}{L}$	$L_x = \frac{L_H}{3} + L_V$ (m)	$S_x = \left[H_x - \left(\frac{H}{L} \right) \times L_x \right] \times \gamma_w$ (TN / m ²)
1	1.40	0.00	0.00	0.25	0.00	1.40
2	5.20	0.00	3.80	0.25	3.80	4.25
3	5.20	1.00	3.80	0.25	4.13	4.17
4	3.70	1.00	5.30	0.25	5.63	2.29
a	3.70	5.33	5.30	0.25	7.08	1.93
b	3.70	15.33	5.30	0.25	10.41	1.10
5	3.70	15.53	5.30	0.25	10.48	1.08
6	4.20	15.53	5.80	0.25	10.98	1.46
7	4.20	16.33	5.80	0.25	11.24	1.39
8	1.40	16.33	8.60	0.25	14.04	0.00

Las supresiones en cada uno de los puntos son los siguientes:

Luego el peso del concreto será:

$$W_{C^o} = \gamma_{C^o} \times L_p \times e \quad (1.40)$$



Donde:

$\gamma_{c^{\circ}}$ = Peso específico del concreto ($\gamma_{c^{\circ}} = 2.4 \text{ TN} / \text{m}^3$)

L_p = Longitud de la poza amortiguadora ($L = 10 \text{ m}$)

e = Espesor del colchón amortiguador

Reemplazando valores en la ecuación (1.40) se tiene

$$W_{c^{\circ}} = 2.4 \times 10 \times e \Rightarrow W_{c^{\circ}} = 24 \times e$$

Cálculo de las subpresiones en los puntos críticos "a" y "b":

$$S = \left(\frac{S_a + S_b}{2} \right) \times L_p \quad (1.41)$$

Donde:

S_a = Subpresión en el punto "a" ($S_a = 1.93 \text{ TN/m}^2$)

S_b = Subpresión en el punto "b" ($S_b = 1.10 \text{ TN/m}^2$)

L_p = Longitud de la poza amortiguadora ($L_p = 10.00 \text{ m}$)

Reemplazando valores en la ecuación (1.41) se tiene:

$$S = 15.15 \text{ TN} / \text{m}^2$$

Pero sabemos que: $W_{c^{\circ}} \geq S$

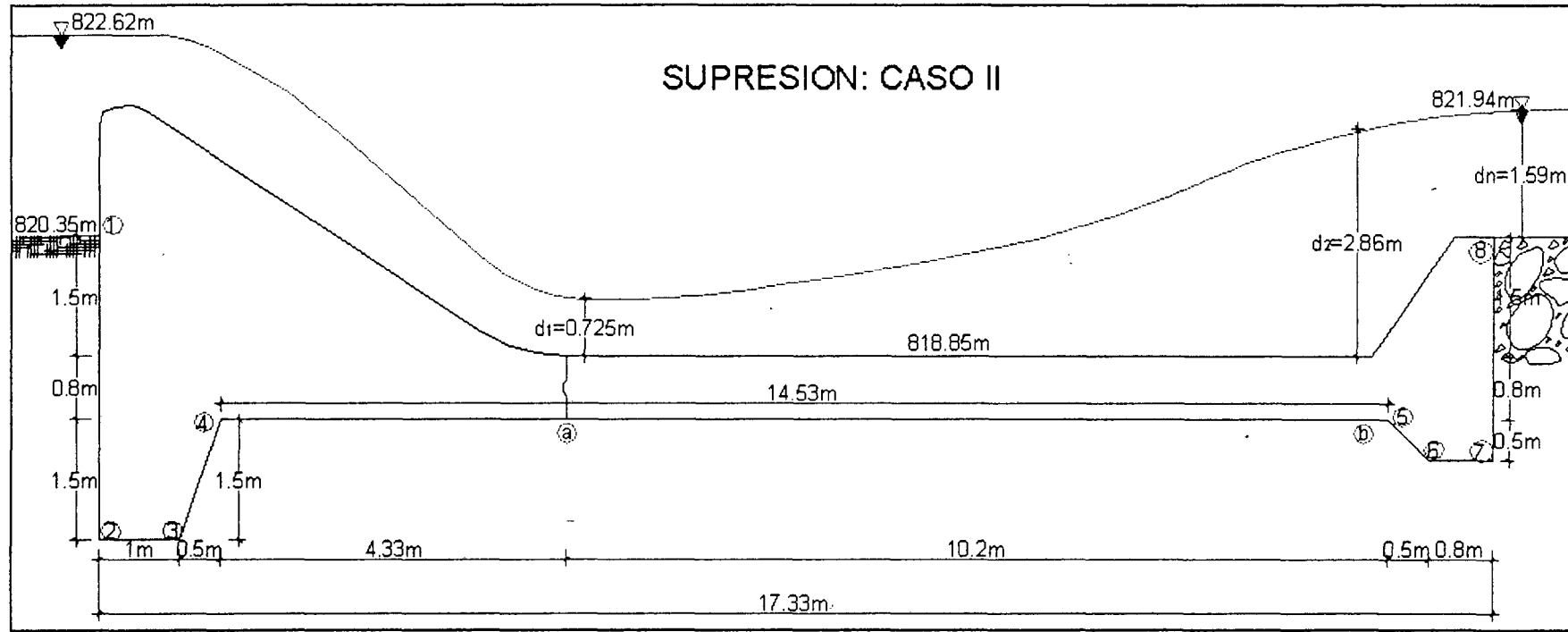
Igualando los valores de " $W_{c^{\circ}}$ " y " S ", se tiene

$$24 \times e = 15.15 \text{ TN} / \text{m}^2$$

Resolviendo se obtiene el espesor del colchón amortiguador: $e = 0.63 \text{ m}$



4.9.2 SUPRESIONES CASO II: PARA CAUDAL DE MAXIMAS AVENIDAS



LONGITUD DE FILTRACIÓN NECESARIA

Utilizando la ecuación (1.37):

$$L_n = C_l \times H$$

Siendo:

C = Relación de carga compensada.

L_n = Longitud total de filtración compensada.

H = Carga hidráulica efectiva.

De la figura N° 13, tenemos:

$$H = 822.62 - 821.94 \Rightarrow H = 0.68m$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.37) se tendrá:

$$L_n = 4 \times 0.68 \Rightarrow L_n = 2.72m$$

Longitud de Filtración Compensada por Subpresiones

$L_c > L_n$ Se cumple la condición, por lo tanto continuamos con los cálculos.

Las subpresiones en cada uno de los puntos son los siguientes:

Puntos N°	H_x (m)	L_H (m)	L_v (m)	$\frac{H}{L}$ (m)	$L_x = \frac{L_H}{3} + L_v$ (m)	$S_x = \left[H_x - \left(\frac{H}{L} \right) \times L_x \right] \times \gamma_w$ (TN / m ²)
1	2.27	0.00	0.00	0.25	0.00	2.27
2	6.07	0.00	3.80	0.25	3.80	5.12
3	6.07	1.00	3.80	0.25	4.13	5.04
4	4.57	1.00	5.30	0.25	5.63	3.16
a	4.57	5.33	5.30	0.25	7.08	2.80
b	4.57	15.33	5.30	0.25	10.41	1.97
5	4.57	15.53	5.30	0.25	10.48	1.95
6	5.07	15.53	5.80	0.25	10.98	2.33
7	5.07	16.33	5.80	0.25	11.24	2.26
8	2.27	16.33	8.60	0.25	14.04	0.00

Utilizando la ecuación (1.40) se tiene

$$W_{c^o} = 2.4 \times 10 \times e \Rightarrow W_{c^o} = 24 \times e$$

Las subpresiones en los puntos críticos "a" y "b" son respectivamente:

$$(S_a = 2.80 \text{ TN/m}^2) \quad (S_b = 1.97 \text{ TN/m}^2)$$

Luego, utilizando la ecuación (1.41) se tiene:

$$S = 23.85 \text{ TN/m}^2$$

Cálculo del peso del agua:

$$W_{H_2O} = \left[\frac{d_1 + d_2}{2} \right] \times L_p \times \gamma_{H_2O} \quad (1.42)$$

Donde:

d_1 y d_2 = Tirantes conjugados ($d_1 = 0.725m$; $d_2 = 2.86m$)

L_p = Longitud de la poza de amortiguación ($L_p = 10m$)

γ_{H_2O} = Peso específico del agua ($\gamma_{H_2O} = 1 Tn/m^3$)

Reemplazando valores en la ecuación (1.42) se tiene:

$$W_{H_2O} = \left[\frac{0.725 + 2.86}{2} \right] \times 10 \times 1 \Rightarrow W_{H_2O} = 17.93 Tn/m^2$$

Sabemos que $W_{C^o} + W_{H_2O} \geq S$

Igualando y resolviendo la inecuación se tiene:

$$W_{C^o} + W_{H_2O} = (24 \times e) + 17.93 \geq 23.85 Tn/m^2$$

Resolviendo la inecuación se tiene: $e = 0.25m$

Finalmente después de haber realizado los 2 análisis, concluimos que el valor del espesor del colchón amortiguador adoptado para nuestro diseño será $e = 0.80m$.

4.10 VENTANA DE CAPTACION

La ventana de captación es un orificio que va en uno de los muros de la bocatoma y es por ella que pasa el agua del río hacia el canal de conducción.

En época de estiaje funciona como vertedero lateral y en las crecidas la ventana de captación queda sumergida y trabaja como orificio.

Esta estructura cuenta con unas rejillas que van insertadas en su parte delantera y sirven para evitar que las piedras, troncos, palizadas, u otros materiales flotantes ingresen hacia el canal.

Las rejillas son platinas unidas mediante soldadura formando paneles. La separación entre rejillas se recomienda tomarla de eje a eje y dependiendo del tipo de material que se quiere impedir su ingreso, la separación variará entre 1" y 4" (material fino) y de 4" a 8" (material grueso).

La colocación de la rejilla puede ser vertical o con una pequeña inclinación de 1:1/4 para facilitar su limpieza.

Esta limpieza se recomienda que se haga mediante acción mecánica ya que cuando es manual en épocas de avenidas es casi imposible ejecutar con la frecuencia debida.

La principal objeción de colocar rejillas es que causa pérdidas de carga las cuales deben ser consideradas durante el dimensionamiento de la altura de la ventana y en el cálculo del tirante en el canal de derivación.

Sus dimensiones deberán ser calculadas en función del caudal a derivar y de las condiciones económicas más aconsejables.

4.10.1 CALCULO DE LA ALTURA DE LA VENTANA DE CAPTACION (h)

La ventana de captación en nuestro proyecto se encontrará en la margen izquierda del río, cuya pared hace un ángulo de 30° con la dirección del flujo.

Estará a $0.45m$ por encima del nivel del río ($820.34m.s.m.m.$), debido a que el río no arrastra gran cantidad de sólidos, por presentar una pendiente mínima.

Asumiendo una longitud de ventana de $2.00m$

La altura de la ventana de captación se determinará por la fórmula de VERTEDEROS de descarga libre, que considera la siguiente relación:

$$h = \left(\frac{Q}{c \times L} \right)^{2/3} \quad (1.43)$$

Donde:

h = Altura de la ventana de captación (m)

Q_d = Caudal a derivar más caudal necesario para la operación del sistema $Q_d = 2.86m^3 / seg$ (Ver Cuadro N° 2.21 del anexo)

c = Coeficiente de Vertedero ($c = 1.8$)

L = Longitud de la ventana de captación (Asumiendo $L = 2.00m$)

Reemplazando:

$$h = \left(\frac{2.86}{1.8 * 2} \right)^{2/3}$$

$$h = 0.85m$$

Luego se tendrá una ventana de captación de sección rectangular de las siguientes dimensiones:

$$L = 2.00m$$

$$h = 0.85m$$

4.10.2 DISEÑO DE LA CAMARA DE DECANTACION O DESRIPIADOR

Después que el agua rebosa el vertedero de la ventana de captación, es necesario atrapar o decantar el material que ha podido pasar a través de la rejilla; a ésta estructura donde se realiza la decantación y aquietamiento del agua antes que este ingrese a la zona de compuertas de regulación, se le conoce como cámara de decantación o desrripiador.

En lo referente a su diseño, algunos autores lo dimensionan asumiendo que el espacio entre la ventana de captación y las compuertas debe ser igual a la longitud del resalto, considerando que se produce un resalto sumergido, se asume el criterio que siempre se va a tener una sección trapezoidal o similar de poca profundidad.

Es preferible diseñar en función de generar una velocidad que permita un arrastre de material que pudiera ser decantado (gravas) por lo cual es necesario dar una fuerte pendiente paralela al flujo en el río.

Se recomienda una pendiente mayor de $S = 2\%$

Para nuestro caso adoptaremos una profundidad de $0.65m$, un talud $Z = 1$

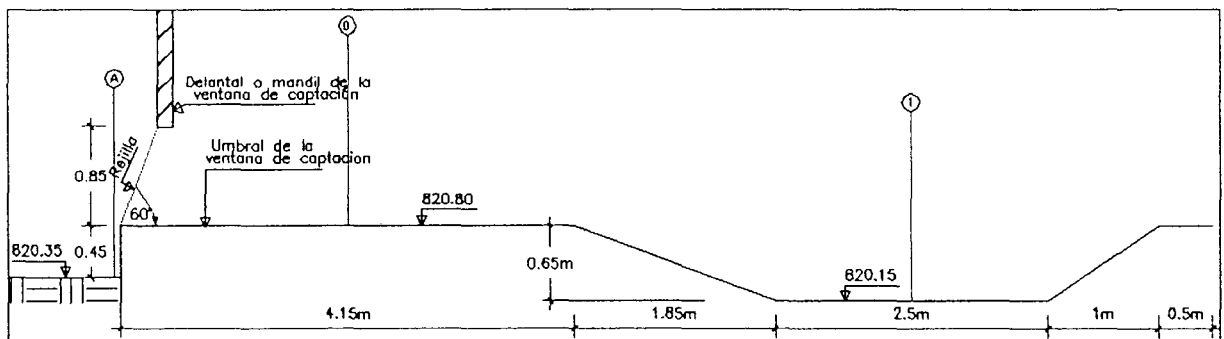


Figura 15. Grafico de la camara de decantacion o desrripiador.

Verificando si se produce resalto en el desrripiador

Aplicando Bernoulli en los puntos (0) y (1):

$$Cota(0) + d_0 + h_{v_0} = Cota(1) + d_1 + h_{v_1} + \sum P_c \quad (1.44)$$

Pero:

$$h_{v_0} = \frac{Q_d^2}{2 \times g \times h^2 \times L^2} = \frac{2.86^2}{2 \times 9.81 \times 0.85^2 \times 2.00^2}$$

$$h_{v_0} = 0.144m$$

Reemplazando valores en la (1.44) se tendrá:

$$820.80 + 0.85 + 0.144 = 820.15 + d_1 + \frac{0.10423}{d_1^2} + \Sigma P_c \quad (1.45)$$

Cálculo de las pérdidas de carga (ΣP_c)

Pérdida de carga por entrada (h_e)

$$h_e = 0.5h_{v_0} = 0.5 \times 0.144$$

$$h_e = 0.072m$$

Pérdida de carga por rejillas (h_r)

$$h_r = \beta \times \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3} \times \frac{V_0^2}{2 \times g} \times \text{sen} \alpha \quad (1.46)$$

Donde:

α = Inclinación de las rejillas ($\alpha = 60^\circ$)

β = Coeficiente que depende de la sección de las barras.

Para nuestro caso se tomará barras rectangulares, según la tabla N° 03.

se tendrá $\beta = 2.42$ (Barras rectangulares)








t = Espesor de las barras ($t = 3/4"$)

b = Separación entre barras ($b = 2"$)

V_0 = Velocidad rejillas. Recomendándose $V_0 = 1.16 \text{ m/seg}$

$$\left(\frac{t}{b} \right) = 0.20$$

Tabla 03: Coeficientes aplicables según la forma de las barras.

Coeficientes K_R aplicables a la fórmula de Kirschmer de acuerdo con la forma de las barras.							
Forma							
K_R	2.42	1.83	1.67	1.03	0.92	0.76	1.79

Fuente: Irrigación. Cesar Arturo Rosell Calderón. Pág. 102.



Reemplazando valores en la ecuación (1.46) se tiene:

$$h_r = 2.42 \times (0.20)^{4/3} \times \frac{1.16^2}{2 \times 9.81} \times \text{sen } 60^\circ$$

$$h_r = 0.016m$$

Reemplazando los valores de las perdidas de carga en la ecuación (1.45) se tendrá:

$$1.56 = d_1 + \frac{0.1042}{d_1^2}$$

Realizando iteraciones se tiene:

$$d_1 = 1.52m$$

Cálculo de la velocidad en el punto (I)

$$V_1 = \frac{Q_d}{d_1 \times L} = \frac{2.86}{1.52 \times 2}$$

$$V_1 = 0.94m / seg$$

Se concluye que el flujo es uniforme, no se produce resalto por la poca profundidad de la poza.

4.10.3 DISEÑO HIDRAULICO EN EL SENTIDO TRANSVERSAL DEL DESRIPIADOR

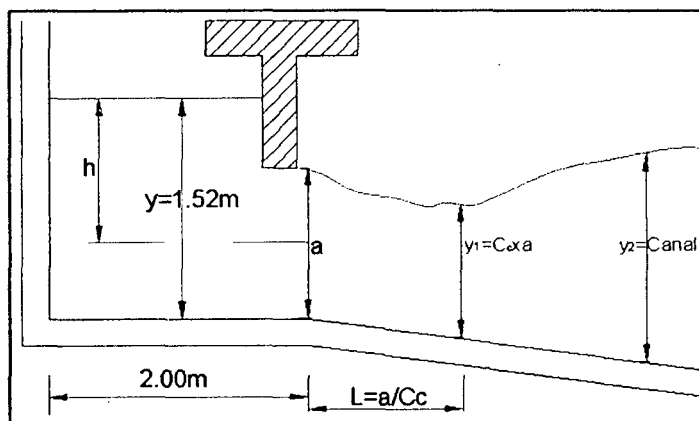


Figura 16. Sección transversal del desrripiador.

Adoptando una pendiente fuerte ($S = 3\%$), para que se produzca arrastre de los sólidos.

Analizando el área de la compuerta para cuando:

Épocas de Avenidas: $Q = 2.86 \text{ m}^3 / \text{seg}$ para eliminación de materiales sólidos.

La compuerta trabajará como orificio.

$$Q = Cd \times b \times a \times \sqrt{2 \times g \times h} \quad (1.47)$$

Siendo:

Q = Gasto que pasa por la compuerta ($Q = 2.86 \text{ m}^3 / \text{seg}$)

Cd = Coeficiente de descarga ($Cd = 0.75$)

b = Ancho de la compuerta (Asumiendo $b = 1.20 \text{ m}$)

a = Altura de la compuerta (m)

h = Altura de carga al centro del orificio (m)

$$h = y - \frac{a}{2} = 1.52 - \frac{a}{2}$$

Despejando la altura de la compuerta "a" de la ecuación (1.47) se tiene:

$$a = \frac{Q}{Cd \times b \times \sqrt{2 \times g \times h}} = \frac{2.86}{0.75 \times 1.20 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times \left(1.52 - \frac{a}{2}\right)}}$$

$$a = \frac{0.7174}{(1.52 - \frac{a}{2})^{1/2}}$$

Por tanteos se tiene:

$$a = 0.65 \text{ m}$$

En conclusión las dimensiones de la compuerta de regulación serán:

$$b \times h = 1.20 \times 0.65 \text{ m}$$

4.10.4 DISEÑO DE LA REJILLA EN LA VENTANA DE CAPTACION

Teniendo en cuenta que la limpieza de la rejilla será manual se dará a esta una inclinación de 60° con la horizontal, asumiendo:

Separación entre barras de rejillas 2" (5cm)

Espesor de barras de rejillas $3/4$ " (1.905 cm)

Adoptaremos para el cálculo una rejilla de $4" \times 3/4" @ 5\text{cm}$

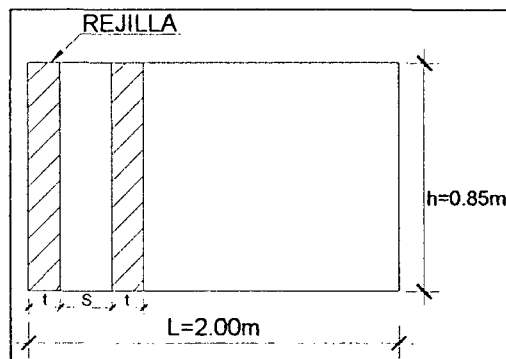


Figura 17. Esquema de las rejillas

Cálculo del número de barrotes:

$$200 = N(0.75 \times 2.54) + [(N-1) \times 5]$$

Nº de barrotes = 29 barrotes

Área de los barrotes: $(29 \times 0.01905 \times 0.85) = 0.4696 \text{ m}^2$

Área mojada: $(2 \times 0.85) = 1.70 \text{ m}^2$

Área del orificio: $0.4696 + 1.70 = 2.1696 \text{ m}^2$

Área asumida: $(2 \times 0.85) = 1.70 \text{ m}^2 < 2.1696 \text{ m}^2$

Adoptaremos otra altura del orificio:

$$h = \frac{A}{2} = \frac{2.1696}{2} = 1.085 \text{ m}$$

Luego el área real del orificio será: $2.00 \times 1.00m$

En conclusión; los sólidos que pasarán por la rejilla tendrán un diámetro máximo de 2"(5cm) que es la separación entre rejillas.

4.10.4.1 Análisis de esfuerzos de las rejillas de la bocatoma

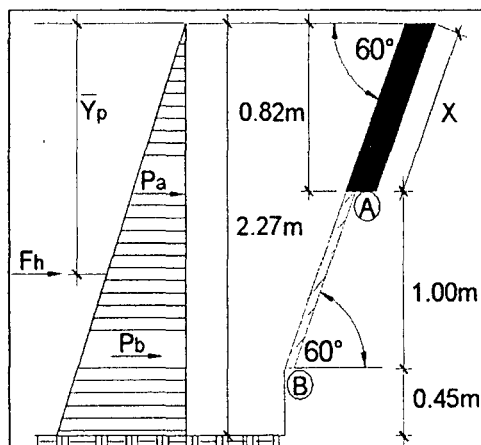


Figura 18. Esquema de la rejilla de admisión (Bocatoma)

El agua limpia tiene un peso específico igual a $1000kg/m^3$, pero para épocas de máximas avenidas el fluido arrastra una gama de partículas en suspensión, ramas, palizadas, etc. En estas condiciones el peso específico aumenta su valor.

Para efectos de cálculos adoptaremos un valor de:

$$\gamma_{AGUA} = 1450kg/m^3 = 1.45TN/m^3$$

Sección del orificio: $2.00m \times 1.00m$

Cálculo de las presiones hidrostáticas en los puntos "A" y "B"

$$P = \gamma_{AGUA} \times h \quad (1.48)$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.48) se tiene:

$$P_A = 1.45 \times 0.82 \Rightarrow P_A = 1.19ton/m^2$$

$$P_B = 1.45 \times (0.82 + 1.00) \Rightarrow P_B = 2.64ton/m^2$$

Cálculo de la distancia de acción de la fuerza hidrostática resultante (\bar{Y}_P)

$$\bar{Y}_P = Y_g + \frac{I_{\bar{X}}}{A \times Y_g} \quad (1.49)$$

Para sección rectangular se tiene:

$$I_{\bar{X}} = \frac{B \times H^3}{12}$$



$$I_{\bar{x}} = \frac{2.00 \times 1.00^3}{12}$$

$$I_{\bar{x}} = 0.167 m^4$$

$$A = 2.00 \times 1.00 = 2.00 m^2$$

Aplicando ley de Senos para calcular el valor de "X" se tiene:

$$X = \frac{0.82 \times \text{sen} 90^\circ}{\text{sen} 60^\circ} \Rightarrow X = 0.95 m$$

$$\text{Entonces: } Y_g = \frac{1}{2} + 0.95 \Rightarrow Y_g = 1.45 m$$

Luego en la ecuación (1.49) se tiene:

$$\bar{Y}_p = 1.45 + \frac{0.167}{2 \times 1.45} \Rightarrow \bar{Y}_p = 1.51 m$$

$$\bar{Y}_p = Y_p \times \text{sen } 60^\circ = 1.51 \times 0.8660$$

$$\bar{Y}_p = 1.31 m$$

Considerando platinas de $4" \times 1/2" @ 2"$

En una longitud de $2.00 m$ de ancho entrarán 29 platinas.

Luego la fuerza aplicada en cada platina será:

$$F_p = F_h / 29$$

$$\text{Luego: } F_h = \left(\frac{P_A + P_B}{2} \right) \times L \times 1.00$$

Siendo: F_h = Fuerza hidrostática aplicada en la rejilla.

$$F_h = \left(\frac{1.19 + 2.64}{2} \right) \times 2.00 \times 1.00 \Rightarrow F_h = 3.83 ton$$

La fuerza aplicada en cada platina será: $F_p = 3.83 / 29 \Rightarrow F_p = 0.13 ton$

Distancia donde actúa la fuerza hidrostática en una platina esta dada por:

$$X = 1 + 0.82 - \bar{Y}_p = 1.82 - 1.31 \Rightarrow X = 0.51 m$$

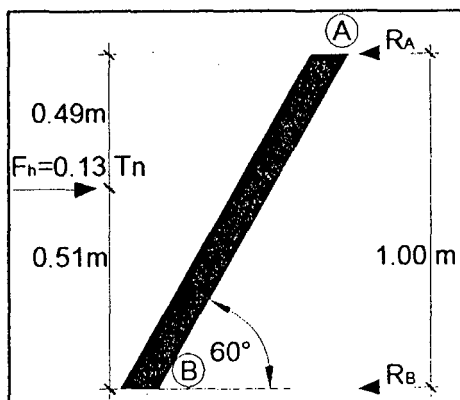


Figura 19. Esquema de fuerzas en cada platina o rejilla.

Las reacciones actuantes en los extremos de la platina considerando que esta estará empotrada tanto en la solera como en la viga peraltada serán:

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A = \frac{0.13 \times 0.51}{1} \Rightarrow R_A = 0.0663 \text{ tn}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$R_B = \frac{0.13 \times 0.49}{1} \Rightarrow R_B = 0.0637 \text{ tn}$$

El momento máximo en la platina estará dado por:

$$M_{MAX} = R_A \times 0.49 = 0.0663 \times 0.49 \Rightarrow M_{MAX} = 0.032487 \text{ ton-m}$$

De acuerdo a la figura N° 19 se tiene:

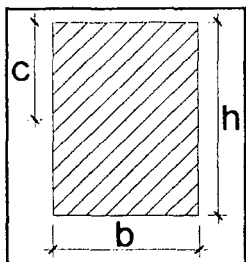


Figura 20. Sección de cada platina o rejilla

$$\sigma = \frac{M \times c}{I} \quad (1.50)$$

$$c = h/2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

Reemplazando los valores de " c " e " I " en la ecuación (1.50) y despejando " h " se tiene la siguiente expresión:

$$h = \left(\frac{6 \times M}{b \times \sigma} \right)^{1/2} \quad (1.51)$$

Siendo: $b = 3/4" = 1.905 \text{ cm}$

$$\sigma_{adm.} = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 3248.7 \text{ kg-cm}$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.51) se tendrá:

$$h = 2.92 \text{ cm}$$

Luego:

$$h_{\text{calculado}} (2.92 \text{ cm}) < h_{\text{asumido}} (10.15 \text{ cm})$$

Entonces las dimensiones adoptadas de las platinas serán suficientes para soportar los esfuerzos hidrostáticos para máximas avenidas.

4.10.5 TRANSICIONES

El objetivo de estas obras, es reducir las pérdidas de carga debido al cambio de la sección del canal o de la pendiente del mismo.

En nuestro caso para efecto de acoplar la estructura de la ventana de captación de sección rectangular y el canal de conducción de sección trapezoidal se utilizará la fórmula según la U.S.A. Bureau of Reclamation:

$$L = \frac{T_1 - T_2}{2 \times \tan \alpha} \quad (1.52)$$

Donde:

α = Se recomienda un ángulo de $12^\circ 30'$ en aquellas transiciones donde las pérdidas deben reducirse al mínimo.

La longitud de la transición se determina en función del ángulo formado por la línea que une a los puntos extremos de la superficie libre del agua y del eje del canal.

$$\alpha = 12.5^\circ$$

$$T_1 = 2.00 \text{ m}$$

$$T_2 = 1.36 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.52) se tiene:

$$L = \frac{2.00 - 1.36}{2 \times \tan 12.5^\circ} = 1.44m$$

Adoptaremos: $L = 2.50m$

4.10.6 DISEÑO DEL CANAL DE LIMPIA

Esta se ubica en la margen izquierda del azud, cerca de la ventana de captación.

En épocas de crecidas este cauce acarrea regular cantidad de piedras que son desplazadas desde aguas arriba de la zona de captación y para evitar que estas obstruyan la abertura de captación es que se ubica la compuerta de limpia, siendo su función principal la de eliminar el material grueso que se deposita delante del umbral de la ventana de captación, la dimensión de esta compuerta es de $3.5m$ de ancho por $1.4m$ de alto, la misma que abierta en tiempo de creciente alivia el trabajo del azud.

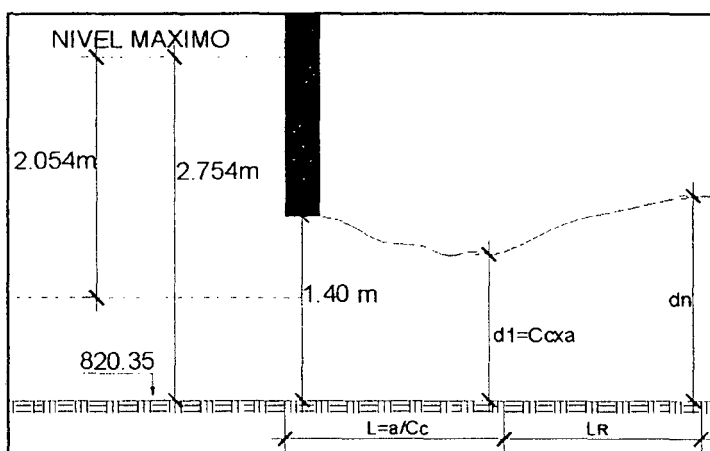


Figura 21. Esquema del canal de limpia

Se supone que la compuerta esta totalmente levantada para épocas de máximas avenidas.

Gasto de diseño: $Q = 23.33 m^3 / seg$

Ancho del canal: $b = 3.50 m$

Área de la compuerta: $3.50 \times 1.40 m$

Comprobando si pasa el $Q = 23.33 m^3 / seg$

Utilizando la fórmula

$$Q = Cd \times b \times a \times \sqrt{2 \times g \times h}$$

Donde:

$$Cd = 0.75$$

$$b = 3.50m$$

$$a = 1.40m$$

$$h = 2.054m$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Q = 0.75 \times 3.50 \times 1.40 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.054}$$

$$Q = 23.33m^3 / seg \text{ OK}$$

Velocidad en la entrada de la compuerta:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{23.33}{3.50 \times 1.40} = 4.76m / seg \text{ (Producirá arrastre de material)}$$

Perfil del Sistema de agua:

$$Cv = 0.960 + 0.097(a / y_1)$$

$$\text{Donde: } \frac{a}{y_1} = \frac{1.4}{2.754} = 0.51$$

$$Cv = 1.00, Cc = 0.62$$

$$d_1 = Cc \times a = 0.62 \times 1.40 = 0.868m$$

$$L = a / Cc = 1.4 / 0.62 = 2.26m$$

Adoptar $L = 2.30m$

$$V_1 = \frac{23.33}{0.868 \times 3.5} = 7.68m / seg$$

$$F = \frac{7.68}{\sqrt{9.81 \times 0.868}} = 2.63 \text{ (Se produce resalto hidráulico)}$$

Cálculo hidráulico del Canal de Limpia:

$$Q = 23.33m^3 / seg$$

$$n = 0.017$$

$$S = 2\%$$

$$b = 3.50m$$

Aplicando la fórmula de Mannig:

$$\frac{Q \times n}{S^{1/2}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}}$$



$$\frac{23.33 \times 0.017}{(0.02)^{1/2}} = \frac{(3.5 \times d_n)^{5/3}}{[(2 \times d_n) + 3.5]^{2/3}}$$

$$\frac{(3.5 \times d_n)^{5/3}}{[(2 \times d_n) + 3.5]^{2/3}} = 2.80$$

Resolviendo por tanteos se tiene: $d_n = 1.057m$

$$\frac{L_R}{y_2} = 2.80 \Rightarrow 2.80 \times 1.057 = 2.96m$$

Adoptar: $L_R = 3.00m$

Características hidráulicas del canal de limpia:

$$A = 3.5 \times 1.057 = 3.69m^2$$

$$P = (2 \times 1.057) + 3.5 = 5.614m$$

$$R = 3.69 / 5.614 = 0.65m$$

$V = 23.33 / 3.69 = 6.32m/seg$ (Velocidad alta suficiente para el arrastre de gravas)

$$T = 1.40m$$

$$h_v = V^2 / 2g = 2.04m$$

$$F = \frac{6.32}{\sqrt{9.81 \times 1.057}} = 1.96$$

$$E = h_v + d_n = 2.04 + 1.057 \Rightarrow E = 3.097m$$



CAPITULO V

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA BOCATOMA

5.1 ESTABILIDAD DEL BARRAJE

Para el cálculo de la estabilidad se deberá tener en cuenta las principales fuerzas que actúan sobre él como son: peso propio, el empuje de agua, la supresión y también las fuerzas debido al sismo.

Como el barraje está separado del zampeado por una junta de construcción y por esto, el cálculo de éste se hace en forma independiente. Las fuerzas para el análisis se tomarán para 1 m de longitud de vertedor.

Análisis de volteo:

Para el volteo se tiene que tener en consideración los momentos equilibrantes que tienden a hacer más estable el barraje y que está originada por el peso del barraje. Así también se tendrá que considerar los momentos desequilibrantes que tienden a hacer menos estable al barraje y que es originada por la presión hidráulica, la supresión y movimientos de sismos, de la relación entre ambos momentos se tendrá el coeficiente de volteo ($C.V.$), que para un buen diseño está relación debe ser mayor a 2.00

$$C_v = \frac{M_{\text{equilibrantes}}}{M_{\text{desequilibrantes}}} \geq 2.00$$

Deslizamiento:

Toda estructura sujeta a presiones laterales debe ser diseñada para ser capaz de resistir la tendencia a deslizarse.

La resistencia al deslizamiento es desarrollada por la fuerza cortante en la base de la estructura ó por la fuerza cortante dentro de la base del material por sí solo.

La fuerza cortante desarrollada por conexión es omitida y sólo es desarrollada por fricción mecánica en la base.

El coeficiente de deslizamiento debe ser mayor o igual a 1.50.

$$Cd = \frac{F \text{ equilibrantes}}{F \text{ desequilibrantes}} \geq 1.50$$

Análisis por hundimiento o falla del terreno

Tomando para el análisis, un metro de ancho del azud, el esfuerzo de compresión en la base esta dado por la expresión:

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{b \times L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

Siendo: σ = Compresión sobre el suelo de sustentación

$\sum F_v$ = Suma total de fuerzas verticales que actúan sobre ella.

b = Ancho de la estructura, en nuestro caso $b = 1.00m$

L = Longitud de la estructura.

e = Excentricidad.

Para garantizar la estabilidad de la estructura debe cumplir:

- ✚ La resultante de todas las fuerzas actuantes corta a la base en el tercio central.
- ✚ La fatiga de trabajo resultante para cada material, no exceden a las permisibles:

Se analizarán dos condiciones de trabajo:

- a) Agua a nivel del Cimacio
- b) Caudal máximo

Datos:

- Estructura de Concreto Ciclópeo:

$$f'c = 140kg/cm^2 + 30\% P.G.$$

$$\gamma c = 2400kg/cm^3 \text{ (Peso específico del concreto)}$$

- Coeficiente de fricción estática:

$$f = 0.70 \text{ (Concreto contra deslizamiento sobre roca)}$$

$$f = 0.40 \text{ (Concreto contra deslizamiento sobre grava y arena)}$$

- Resistencia del suelo (Obtenido según ensayos de laboratorio – UNSM-T):

$ARENA SP: \sigma t = 1.10 kg/cm^2$

- Agua: Agua sin sedimentos: $\gamma a = 1000kg/m^3$ (Agua a nivel del cimacio)

$$\text{Agua con sedimentos: } \gamma as = 1450kg/m^3 \text{ (Agua a caudal máximo)}$$

PRIMERA CONDICION DE TRABAJO: (Agua a nivel del Cimacio)

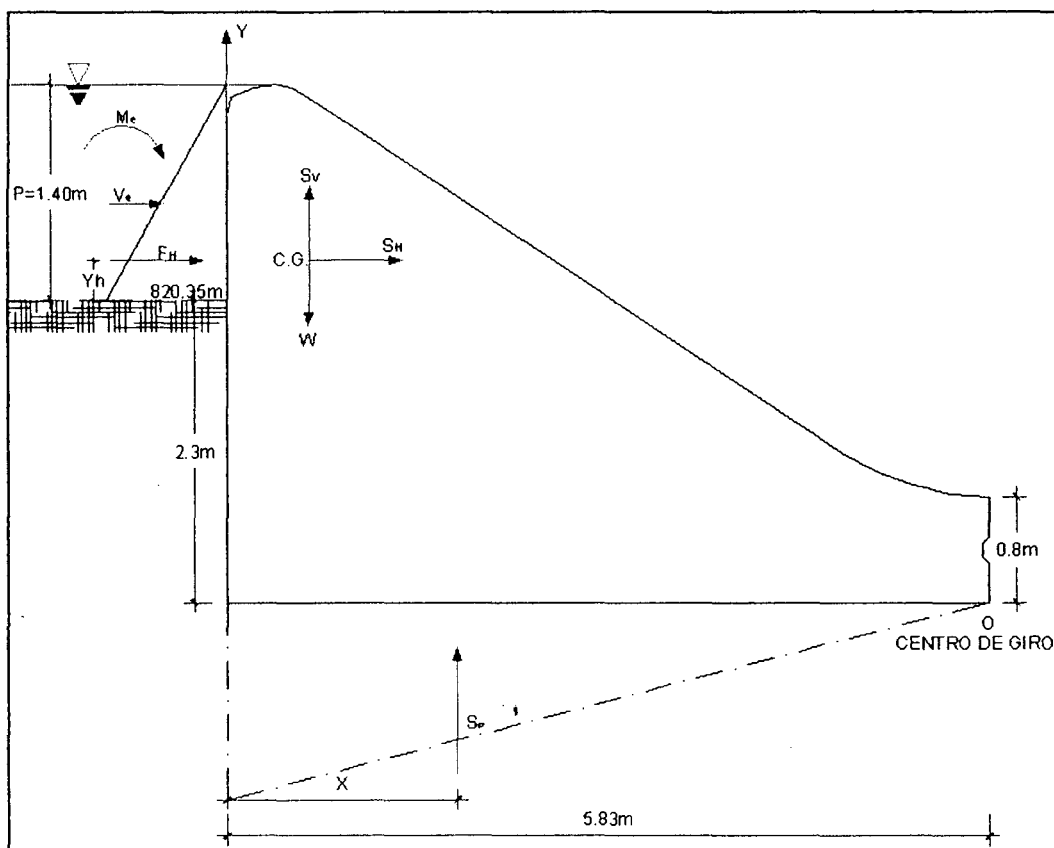


Figura 22. Esquema de fuerzas actuantes sobre el barraje.

5.1.1 FUERZA HIDROSTATICA

$$F_H = 0.5 \times \gamma a \times H^2 \quad (1.53)$$

Donde:

γa = Peso específico del agua, a caudal máximo ($\gamma a = 1450 \text{ kg/m}^3$)

H = Altura del barraje ($H = 1.40 \text{ m}$)

Reemplazando valores en la ecuación (1.53) se tiene:

$$F_H = 0.5 \times 1.45 \times (1.4)^2 = 1.421 \text{ ton}$$

$$Y_h = \frac{H}{3} = \frac{1.40}{3} = 0.467 \text{ m}$$

5.1.2 FUERZAS DEBIDO A LA SUPRESION: MÉTODO DE LA U.S. B. OF R.

$$S_p = 0.5 \times C \times \gamma a \times H \times L \quad (1.54)$$

Donde:

C = Coeficiente de supresión ($C \leq 1.0$). Adoptando $C = 0.5$

γa = Peso específico del agua sin sedimentos filtrado ($\gamma a = 1 \text{ ton/m}^3$)

H = Carga de presión del agua ($H = 1.40 \text{ m}$)

L = Longitud de la sección sometida a supresión ($L = 5.83 \text{ m}$)

Reemplazando valores en la ecuación (1.54) se tendrá:

$$Sp = 0.5 \times 0.5 \times 1 \times 1.40 \times 5.83$$

$$Sp = 2.041 \text{ tn}$$

$$X_p = \frac{L}{3} = \frac{5.83}{3} = 1.94 \text{ m}$$

5.1.3 FUERZAS DEBIDO AL PESO DEL BARRAJE

El área se calcula integrando las áreas parciales de las franjas verticales trapezoidales en que se ha dividido toda la estructura refiriéndola a los ejes $X' - Y'$

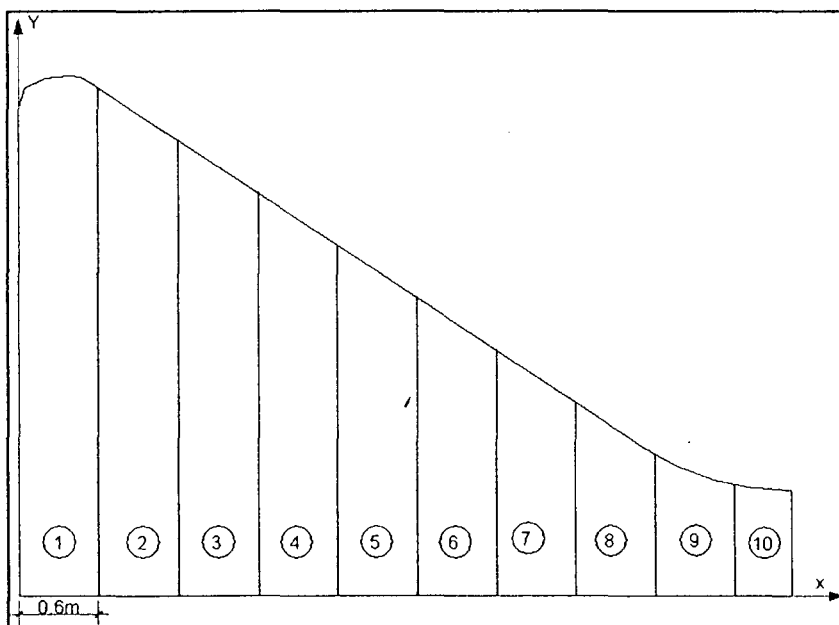


Figura 23. Esquema de las franjas verticales para el cálculo del área.

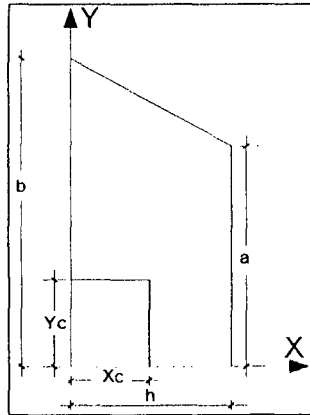


Figura 24. Esquema del area parcial de la una franja vertical.

Donde:

$$X_c = \frac{h(2a+b)}{3(a+b)} \quad Y_c = \frac{(a+b)^2 - ab}{3(a+b)}$$

Tomando: $h = 0.60 \text{ m}$

$$\text{Area} = \frac{(a+b) \times h}{2}$$

a	b	Area	X_c	Y_c	$A X_c$	$A Y_c$
3.700	3.847	2.264	0.298	1.887	0.675	4.272
3.847	3.451	2.189	0.905	1.826	1.981	3.997
3.451	3.055	1.952	1.506	1.629	2.940	3.180
3.055	2.659	1.714	2.107	1.431	3.611	2.453
2.659	2.263	1.477	2.708	1.233	4.000	1.821
2.263	1.867	1.239	3.310	1.036	4.101	1.284
1.867	1.471	1.001	3.912	0.838	3.916	0.839
1.471	1.079	0.765	4.515	0.642	3.454	0.491
1.079	0.845	0.577	5.112	0.483	2.950	0.279
0.845	0.800	0.494	5.703	0.411	2.817	0.203
$\Sigma =$		13.672			30.445	18.819

Cálculo del centro de gravedad de la estructura:

$$\bar{X}_{cg} = \frac{\Sigma A X_c}{A_r} \quad (1.55)$$

$$\bar{Y}_{cg} = \frac{\Sigma A Y_c}{A_r} \quad (1.56)$$

Reemplazando valores en las ecuaciones (1.55) y (1.56) respectivamente, se tiene:

$$\bar{X}_{cg} = \frac{30.445}{13.672} = 2.227 \text{ m}$$

$$\bar{Y}_{cg} = \frac{18.819}{13.672} = 1.376 \text{ m}$$

Peso de la estructura:

$$W = \gamma_{c.o} \Sigma A = 2.4 \times 13.672 \Rightarrow W = 32.813 \text{ ton}$$

5.1.4 FUERZAS DEBIDO AL SISMO

Actúa en el centro de gravedad del azud

Componente horizontal:

$$S_H = 0.10 \times W = 0.10 \times 32.813 \Rightarrow S_H = 3.281 \text{ ton}$$

Componente vertical:

$$S_V = 0.05 \times W = 0.05 \times 32.813 \Rightarrow S_V = 1.641 \text{ ton}$$

Empuje del agua debido al sismo:

$$V_e = 0.726 \times P_e \times y \quad (1.57)$$

Donde:

P_e = Aumento de la presión del agua (lb / pie^2) a cualquier elevación debido a un temblor oscilatorio.

$$P_e = C \times \lambda \times \gamma \times H \quad (1.58)$$

C = Coeficiente adimensional que da la distribución y magnitud de presión.

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (1.59)$$

λ = Intensidad del sismo = aceleración del sismo

γ = Peso específico del agua ($\gamma = 90.521 \text{ lb} / \text{pie}^3$)

H = Profundidad total del aliviadero ($H = 4.593 \text{ pies}$)

y = Profundidad del agua en pies ($y = 4.593 \text{ pies}$)

C_m = Valor máximo de C para un talud constante dado.

En la superficie:

$$Y = 0, C = 0, P_e = 0, V_e = 0$$

En el fondo del aliviadero:

Para talud vertical: $C = 0.7$

Y con $Y/b = 1$, se tiene: $C = 0.73$

De acuerdo al R.N.C., para un sismo de grado VIII, en la escala de MERCALY modificado, da una aceleración del sismo de 32% de la aceleración de la gravedad.

$$\lambda = \frac{0.32 \times g}{g} = 0.32$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.58), se tiene:

$$Pe = 0.73 \times 0.32 \times 90.521 \times 4.593 = 97.122 \text{ lb / pie}^2$$

Reemplazando el valor de "Pe" en la ecuación (1.57), se tiene:

$$Ve = 0.726 \times 97.122 \times 4.593 = 323.85 \text{ lb / pie}$$

Cálculo del momento de volteo:

$$Me = 0.299 \times Pe \times y^2 \quad (1.60)$$

En la superficie:

$$Y = 0, C = 0, Pe = 0, Me = 0$$

En el fondo del aliviadero:

$$\text{Si: } Pe = 97.122 \text{ lb / pie}^2$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.60) se tiene:

$$Me = 0.299 \times 97.122 \times (4.593)^2 = 612.607 \text{ lb - pie}$$

Transformado:

$$Ve = 0.482 \text{ tn / m}$$

$$Me = 0.278 \text{ tn - m}$$

5.1.5 ANALISIS DE ESTABILIDAD

Resultante, punto de aplicación y momentos:

Fuerza (Ton)	Distancia (m)	Momento (Ton - m)
$W = - 32.813$	3.603	-118.225
$Sp = 2.041$	3.89	7.939
$Sv = 1.641$	3.603	5.913
$Sh = 3.281$	1.376	4.515
$Fh = 1.421$	2.767	3.931
$Ve = 0.482$	-----	0.278
$\sum Fv = -$ 29.131	-----	$\sum M^{(+)} = 22.576$
$\sum Fh = 5.184$	-----	$\sum M^{(-)} = 118.225$

5.1.5.1 Análisis al Volteo

$$C_v = \frac{M_{\text{equilibrantes}}}{M_{\text{desequilibrantes}}} \geq 2.00$$

$$C_v = \frac{118.225}{22.576} = 5.237 \geq 2.00 \quad \text{Se cumple la condición.}$$

El punto de aplicación de la resultante será:

$$\bar{X} = \frac{M_{\text{equi.}} - M_{\text{deseq.}}}{\sum F_v} = \frac{118.225 - 22.576}{29.131} \Rightarrow \bar{X} = 3.283m$$

Verificación de acción en el tercio central:

$$\frac{L}{3} = \frac{5.83}{3} = 1.943m$$

$$\frac{2L}{3} = \frac{2 \times 5.83}{3} = 3.886m$$

Por lo tanto:

$$1.943m < 3.283m < 3.886m \quad \text{Cae en el tercio central}$$

Entonces la excentricidad "e" será:

$$e = \frac{L}{2} - \bar{X} = \frac{5.83}{2} - 3.283 \Rightarrow e = -0.368$$

$$e = 0.368m < \frac{L}{6} (0.972m) \quad \text{No se producirá volteo}$$

Es decir teniendo en cuenta el volteo, éste no se producirá puesto que la resultante pasa por el tercio central y su punto de aplicación se encuentra a la izquierda del punto medio de la base de apoyo.

5.1.5.2 Análisis al Hundimiento

Los esfuerzos deberán ser solamente de compresión debido a que la estructura es de concreto sin refuerzo metálico.

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{b \times L} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{L} \right) \quad (1.61)$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.61), se tiene:

$$\sigma_1 = \frac{-29.131}{1 \times 5.83} \times \left(1 + \frac{6 \times -0.368}{5.83} \right) = 3.104 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Pero: } \sigma_t = 1.10 \text{ kg/cm}^2 = 11 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_1 = 3.104 \text{ tn/m}^2 < \sigma_t = 11.00 \text{ tn/m}^2 \quad \text{No se producirá hundimiento.}$$

$$\sigma_2 = \frac{-29.131}{1 \times 5.83} \times \left(1 - \frac{6 \times -0.368}{5.83} \right) = 6.889 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_2 = 6.889 \text{ tn/m}^2 < \sigma_t = 11.00 \text{ tn/m}^2 \quad \text{No se producirá hundimiento.}$$

5.1.5.3 Análisis al Deslizamiento

Factor de seguridad al deslizamiento: $F.S.D. \geq 1.5$

$$\text{Fuerza Resistente: } Fr = f \sum F_v = 0.40 \times 29.131 \Rightarrow Fr = 11.652 \text{ ton}$$

$$\text{Fuerza horizontal actuante: } \sum F_h = 5.184 \text{ ton}$$

$$F.S.D. = \frac{11.652}{5.184} = 2.248$$

$F.S.D. = 2.248 \geq 1.5$ La estructura no estará expuesta al deslizamiento.

Para mayor seguridad usaremos un dentellón.

SEGUNDA CONDICION DE TRABAJO: (Caudal máximo)

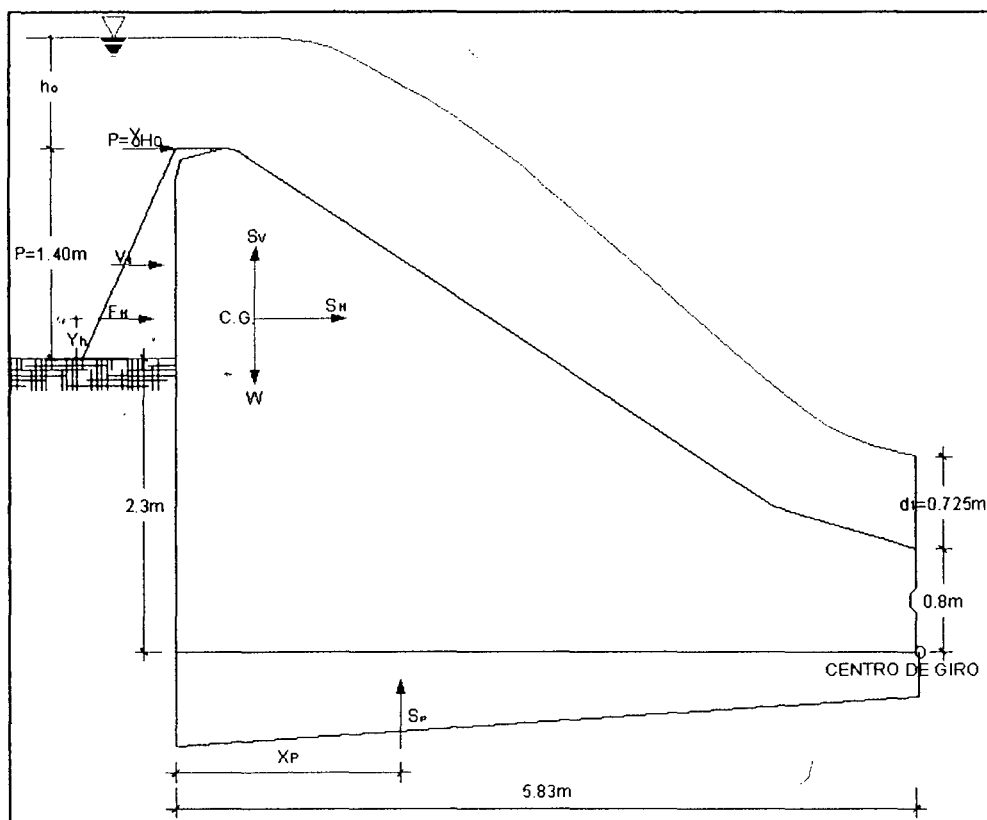


Figura 26: Esquema del cimacio, para la segunda condicion de trabajo: Caudal maximo.

Datos:

$$P = 1.40 \, m, \, h_0 = 0.87 \, m, \, H = P + h_0 = 1.4 + 0.87 \Rightarrow H = 2.27 \, m$$

Fuerzas actuantes: (Por metro lineal)

Peso de la estructura:

$$W = 32.813 \, tn$$

$$\bar{X}_{cg} = 2.227 \, m$$

$$\bar{Y}_{cg} = 1.376 \, m$$

Sismo:

Componente horizontal: $S_H = 3.281 \, tn$

Componente vertical: $S_V = 1.641 \, tn$



Fuerza hidrostática:

$$Fh = \left(\frac{P_1 + P_2}{2} \right) \times P \quad (1.62)$$

Donde:

$$\gamma a = 1.45 \text{ tn} / \text{m}^3$$

$$P_1 = \gamma a \times h_0 = 1.262 \text{ tn} / \text{m}^2$$

$$P_2 = \gamma a \times H = 3.292 \text{ tn} / \text{m}^2$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.62), se tiene:

$$Fh = \left(\frac{1.262 + 3.292}{2} \right) \times 1.40 \Rightarrow Fh = 3.188 \text{ ton}$$

Punto de aplicación de la fuerza hidrostática:

$$Yh = \frac{P(2P_1 + P_2)}{3(P_1 + P_2)} = \frac{1.40 \times [(2 \times 1.262) + 3.292]}{3(1.262 + 3.292)} \Rightarrow Yh = 0.596 \text{ m}$$

Empuje y Momento de volteo debido al sismo:

$$Ve = 0.482 \text{ tn}$$

$$Me = 0.278 \text{ tn} - \text{m}$$

Supresión: Método de la U.S.A. Bureau of Reclamation:

$$Sp = 0.5 \times C \times \gamma \times (H + d_1) \times L \quad (1.63)$$

Donde: $d_1 = 0.725 \text{ m}$ (tirante conjugado menor)

Reemplazando valores en la ecuación (1.63), se tiene:

$$Sp = 0.5 \times 0.5 \times 1 \times 5.83 \times (2.27 + 0.725) \Rightarrow Sp = 4.365 \text{ ton}$$

Punto de aplicación de la fuerza debido a la supresión:

$$Xp = \frac{L(2a + b)}{3(a + b)} \quad (1.64)$$

Donde:

$$a = \gamma \times d_1 = (1 \times 0.725) = 0.73m$$

$$b = \gamma \times H = (1 \times 2.27) = 2.27m$$

Reemplazando los valores de "a" y "b" en la ecuación (1.64), se tiene:

$$X_p = \frac{5.83 \times [(2 \times 0.73) + 2.27]}{3 \times (0.73 + 2.27)} \Rightarrow X_p = 2.414ton$$

En el análisis de fuerzas actuantes, la componente vertical del agua que se vierte por la cresta del vertedero no se ha tomado en cuenta, porque el agua se aproxima con velocidad de chorro, que reduce mucho la presión vertical sobre el vertedero.

ANALISIS DE ESTABILIDAD

Resultante, punto de aplicación y momentos:

Fuerza (Ton)	Distancia (m)	Momento (Ton-m)
$W = - 32.813$	3.603	-118.225
$S_p = 4.365$	3.416	14.911
$S_v = 1.641$	3.603	5.913
$S_H = 3.281$	1.376	4.515
$F_H = 3.188$	2.896	9.232
$V_e = 0.482$	-----	0.278
$\Sigma F_v = - 26.807$	-----	$\Sigma M^{(+)} = 34.849$
$\Sigma F_H = 6.951$	-----	$\Sigma M^{(-)} = 118.225$

Análisis al Volteo

$$C_v = \frac{M_{equilibrantes}}{M_{desequilibrantes}} \geq 2.00$$

$$C_v = \frac{118.225}{34.849} = 3.392 \geq 2.00 \text{ No se producirá volteo.}$$

El punto de aplicación de la resultante será:

$$\bar{X} = \frac{M_{equi.} - M_{deseq.}}{\Sigma F_v} = \frac{118.225 - 34.849}{26.807} \Rightarrow \bar{X} = 3.11m$$

Verificación de acción en el tercio central:

$$\frac{L}{3} = \frac{5.83}{3} = 1.94 m$$

$$\frac{2L}{3} = \frac{2 \times 5.83}{3} = 3.88 m$$

Por lo tanto:

$$1.94 m < 3.11 m < 3.88 m \quad \text{Cae en el tercio central.}$$

Entonces la excentricidad "e" será:

$$e = \frac{L}{2} - \bar{X} = \frac{5.83}{2} - 3.11 \Rightarrow e = 0.20 m$$

$$e = 0.20 m < \frac{L}{6} = 0.972 m \quad \text{Se cumple la condición.}$$

Es decir teniendo en cuenta el volteo, este no se producirá puesto que la resultante pasa por el tercio central y su punto de aplicación se encuentra a la izquierda del punto medio de la base de apoyo.

Análisis al Hundimiento

Los esfuerzos deberán ser solamente de compresión debido a que la estructura es de concreto sin refuerzo metálico.

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{b \times L} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{L} \right) \quad (1.65)$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.65), se tiene:

$$\sigma_1 = \frac{-26.807}{1 \times 5.83} \times \left(1 + \frac{6 \times -0.20}{5.83} \right) = 3.652 tn/m^2$$

$$\sigma_1 = 3.652 tn/m^2 < \sigma_t = 11.00 tn/m^2 \quad \text{No se producirá hundimiento.}$$

$$\sigma_2 = \frac{-26.807}{1 \times 5.83} \times \left(1 - \frac{6 \times -0.20}{5.83} \right) = 5.54 tn/m^2$$

$$\sigma_2 = 5.54 tn/m^2 < \sigma_t = 11.00 tn/m^2 \quad \text{No se producirá hundimiento.}$$

Por lo tanto la estructura no estará sujeta al hundimiento.

Análisis al Deslizamiento

Factor de seguridad al deslizamiento: $F.S.D. \geq 4.0$

Fuerza Resistente:

$$Fr = f \sum F_v = 0.40 \times 26.807 \Rightarrow Fr = 10.72 \text{ ton}$$

Fuerza horizontal actuante:

$$\sum F_H = 6.951 \text{ tn}$$

$$F.S.D. = \frac{10.72}{6.951} = 1.54$$

$F.S.D. = 1.54 \leq 4$ Se producirá deslizamiento

Por seguridad contra el deslizamiento se construirá monolíticamente en la parte inferior del aliviadero un dentellón para que a la vez que se neutraliza el deslizamiento, se disminuye la magnitud de las filtraciones por debajo de la cimentación, al aumentar el recorrido de las líneas de corriente.

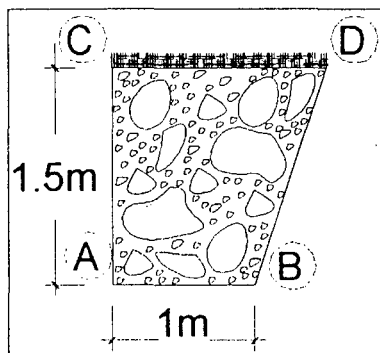


Figura 26. Esquema del dentellón.

Volviendo a calcular con el dentellón:

Fuerza Resistente:

$$Fr = f \sum F_y + V_z \times y(A \times a \times b) \quad (1.66)$$

Por facilidades constructivas: $A \times a \times b \geq 1.88 \text{ m}^2$

Donde:

$A \times a \times b = \text{Área de la base del dentellón por metro de ancho.}$

$V_z \times y = \text{Esfuerzo de corte del concreto por fricción } (\phi = 0.70 \text{ concreto - concreto})$

$$V_z \times y = 0.2 \times \phi \times f'c = 0.2 \times 0.7 \times 140$$

$$V_z \times y = 196.00 \text{ tn/m}^2$$

Reemplazando valores en la ecuación (1.66), se tiene:

$$Fr = [(0.4 \times 26.807) + (196 \times 1.88)] \Rightarrow Fr = 378.22 \text{ ton}$$

Luego:

$$F.S.D. = \frac{378.22}{6.951}$$

$$F.S.D. = 54.41 > 4 \quad \text{Se cumple la condición.}$$

Por lo tanto la estructura al poseer el dentellón no sufrirá deslizamiento alguno.

5.2 MUROS DE ENCAUZAMIENTO

Son estructuras que permiten encauzar el flujo del río entre determinados límites con el fin de formar las condiciones de diseño preestablecidas (ancho, tirante, remanso, etc.), también evitan la socavación de las estructuras de captación, serán de concreto armado ya que la altura total del muro es mayor que el nivel del terreno natural, razón por la cuál se rellenará con material común hasta el nivel superior del muro.

La cota de cimentación del muro debe estar por debajo, o igual a la posible profundidad de socavación.

La altura total será:

$$H_T = (P + H_c) + \frac{1(P + H_c)}{4} = \frac{5(P + H_c)}{4} \Rightarrow H_T = 1.25(P + H_c)$$

$$H_T = 1.25(1.40 + 1.354) = 3.443 \text{ m}$$

Adoptaremos $H_T = 3.50 \text{ m}$

5.2.1 LONGITUD DE MUROS DE ENCAUZAMIENTO

Aguas abajo del aliviadero debe terminar por lo menos al final de la poza y aguas arriba del mismo, deberá terminar hasta el enrocado delantero y podrá reducirse su altura según el remanso lo permita.

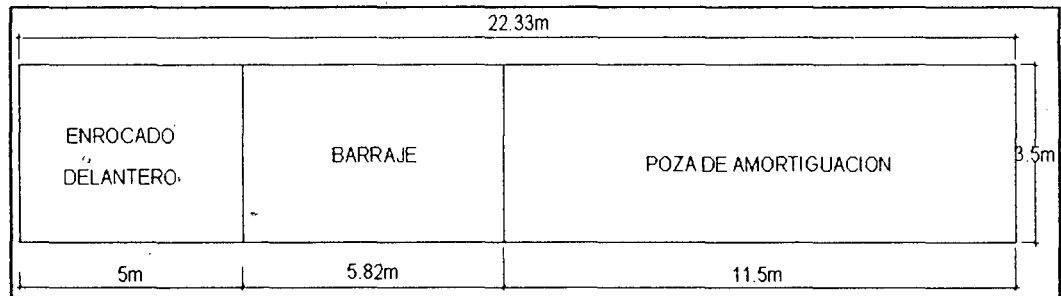


Figura 27. Esquema de la longitud de los muros de encauzamiento.

5.2.2 CURVA DE REMANSO

El cálculo de la curva de remanso producida por la elevación del tirante normal del río, debido a la intersección del flujo de agua en el barraje fijo, se efectúa con la finalidad, de determinar la longitud del río hasta el cual llegará el efecto del remanso de tal manera que se pueda conocer si afecta por inundación a terrenos de cultivo, etc., y así definir el encauzamiento aguas arriba del barraje.

5.2.3 DISEÑO DEL MURO DE ENCAUZAMIENTO

Aguas arriba y abajo del barraje, el muro de encauzamiento será de concreto armado porque su altura supera el nivel de terreno natural.

Se ha elegido un muro de contención en voladizo, y el diseño a realizar comprende 2 partes principales: la evaluación de las cargas y presiones que actúan sobre ella y el diseño de la estructura para soportar estas cargas y presiones, considerando además que la estructura y el suelo adyacente deben ser estables.

5.2.3.1 Muro de contención en voladizo

Características de diseño:

$$\gamma_s = 1.70 \text{ tn/m}^3 \text{ (Peso volumétrico compactado)}$$

Máximos valores de presión admisible:

Para nuestro diseño se considerará: $\gamma t = 1.10 \text{ Kg/cm}^2$

$\phi = 30^\circ$ (Arena con mezcla de partículas finas)

$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo a la compresión del concreto)

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fluencia del acero)

$F.S.D. = 1.50$ (Factor de Seguridad al Deslizamiento)

$F.S.V. = 2.00$ (Factor de Seguridad al Volteo)

Según el grafico N° 28, se tiene:

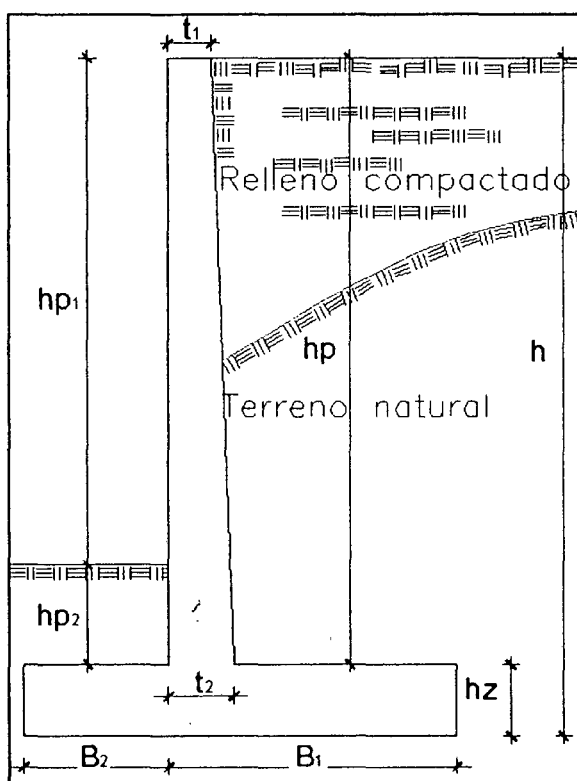


Figura 28. Esquema del muro de encauzamiento.

Donde:

$hp_1 = \text{Altura del muro sobre el cauce del río}$ ($hp_1 = 3.50\text{m}$)



hp_2 = Altura enterrada del muro $hp_2 = 2.30\text{ m}$ (Según diseño, de encauzamiento se ubica por debajo de los 5.00m a partir de la margen del río Avisado).

hp = Altura de la pantalla

hz = Altura de la zapata

h = Altura total del muro de encauzamiento

t_1 = Espesor del muro en la superficie (Asumiendo $t_1 = 0.30\text{ m}$)

t_2 = Espesor del muro en la base

B_1 = Ancho del talón posterior de la zapata

B_2 = Ancho del talón anterior de la zapata

5.2.3.2 Diseño de la pantalla

Determinación de " Ka ":

$$Ka = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right)$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Ka = 0.333$$

Dimensionamiento:

Asumimos $t_1 = 0.30\text{ m}$:

Altura de la pantalla: $hp = hp_1 + hp_2 = 3.50 + 2.30 = 5.80\text{ m}$

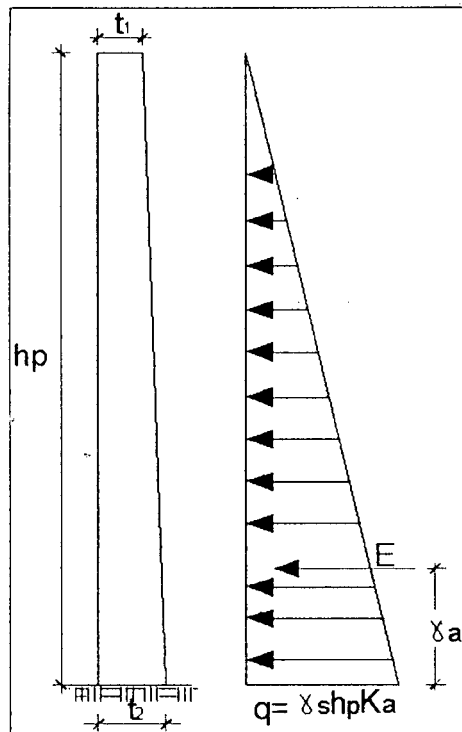


Figura 29. Esquema de la pantalla.

Determinación de " t_2 " por flexión:

$$E = \frac{P \times hp}{2} = \frac{\gamma_s \times hp^2 \times Ka}{2} = \frac{1700 \times (5.8)^2 \times 0.333}{2} \Rightarrow E = 9521.80 \text{ Kg}$$

$$Yo = \frac{hp}{3} = \frac{5.80}{3} \Rightarrow Yo = 1.933 \text{ m}$$

Momento:

$$Mu = E \times Yo = 9521.80 \times 1.933 \Rightarrow Mu = 18405.64 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$Mud = 1.70 \times Mu = 1.70 \times 18405.64 \Rightarrow Mud = 31289.59 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$Mu = \phi \times b \times d^2 \times \rho \times fy \left[1 - 0.59 \times \rho \times \frac{fy}{f'c} \right]$$

Donde:

$$\phi = 0.90 \quad b = 100 \text{ cm} \quad f'c = 175 \text{ kg/cm}^2 \quad \rho = 0.004$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Mu = 0.90 \times 100 \times 0.004 \times 4200 \times \left[1 - 0.59 \times 0.004 \times \frac{4200}{175} \right] \times d^2$$

$$Mu = 1426.36 \times d^2$$

$$d^2 = \frac{31289.59 \times 100}{1426.36}$$

$$d = 46.84 \text{ cm}$$

$$t_2 = d + \text{recub.} + \frac{\phi}{2}$$

Si $\phi = 3/4" = 1.91 \text{ cm}$, tomando recubrimiento $r = 4.00 \text{ cm}$, se tiene:

$$t_2 = 51.80 \text{ cm}$$

Adoptaremos: $t_2 = 50.00 \text{ cm}$

$$\text{El nuevo peralte será: } d = 50 - 4 - \left(\frac{1.91}{2} \right) \Rightarrow d = 45.05 \text{ cm}$$

Verificación por cortante a una distancia " d ":

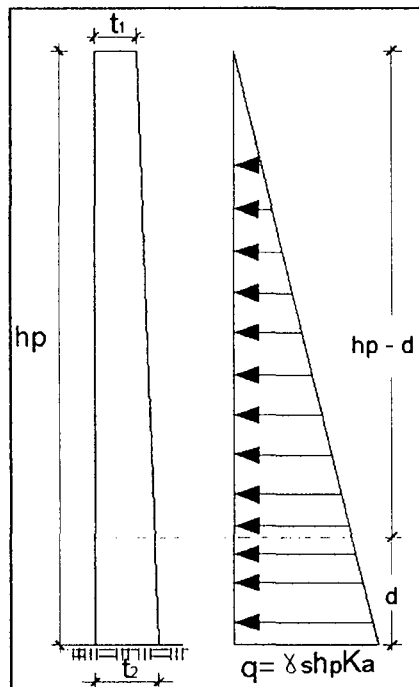


Figura 30. Esquema de verificación por corte a una distancia " d ".

$$V_d = \frac{\gamma_s \times K_a (h p - d)^2}{2} = \frac{1.7 \times 0.333 \times (5.80 - 0.4505)^2}{2} \Rightarrow V_d = 8.10 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.70 \times V_d = 1.70 \times 8.10$$

$$V_u = 13.77 \text{ ton} \quad (\text{Cortante último de diseño})$$

Cortante tomado por el concreto:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.53 \times \sqrt{175} \times 100 \times 45.05$$



$$V_c = 31.59 \text{ ton} \quad (\text{Cortante tomado por el concreto})$$

$$\phi \times V_c = 0.85 \times 31.59 \quad (\phi = \text{Factor de reducci3n de resistencia} \approx 0.85)$$

$$\phi V_c = 26.85 \text{ Tn}$$

Luego: $\phi V_c > V_u$ Todo el cortante estar3 absorvido por el concreto.

5.2.3.3 Dise1o de la zapata

Altura de la zapata: (Tomando $recub. = 7.50 \text{ cm}$)

$$h_z = t_2 + recub. = 50.00 + 7.50 \Rightarrow h_z = 57.50 \text{ cm}$$

Asumimos: $h_z = 0.60 \text{ m}$

Altura total del muro:

$$h = h_p + h_z = 5.80 + 0.60 \Rightarrow h = 6.40 \text{ m}$$

C3lculo de " B_1 "

$$\frac{B_1}{h} \geq \frac{F.S.D. \times K_a \times \gamma_s}{2 \times \gamma_M \times f}$$

Donde:

γ_M = Peso espec3fico del material de la pantalla 3 zapata. ($\gamma_M = 2.4 \text{ tn/m}^3$)

Para $\phi = 30^\circ$, y con vaciado *in situ*, se tiene:

$$f = \tan \phi = 0.577$$

$$f(0.577) \leq 0.60 \quad \text{Se cumple la condici3n}$$

Adoptaremos $f = 0.577$

Entonces:

$$B_1 \geq \frac{6.40 \times 1.50 \times 0.333 \times 1.7}{2 \times 2.4 \times 0.577}$$

$$B_1 \geq 1.96 \text{ m}$$

$$\text{Usar: } B_1 = 1.96 + \frac{t_1 + t_2}{2} = 1.96 + \frac{0.30 + 0.50}{2} \Rightarrow B_1 = 2.36 \text{ m}$$

Adoptaremos: $B_1 = 2.50 \text{ m}$

Cálculo de " B_2 "

$$\frac{B_2}{h} \geq \frac{f \times F.S.V.}{3 \times F.S.D.} - \frac{B_1}{2 \times h}$$

$$B_2 \geq \left(\frac{0.577 \times 2.00}{3 \times 1.50} - \frac{2.50}{2 \times 6.40} \right) \times 6.40$$

$$B_2 \geq 0.39$$

Adoptaremos: $B_2 = 1.50 \text{ m}$

Verificación de la estabilidad:

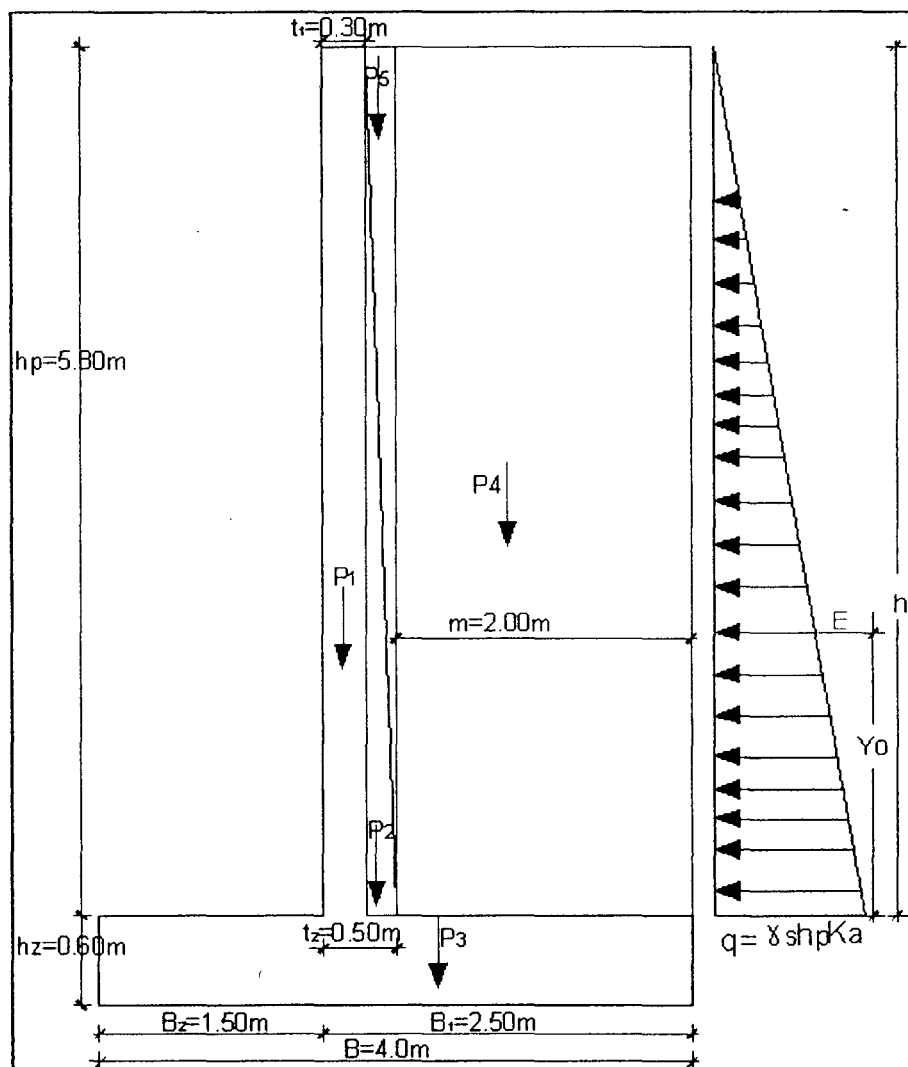


Figura 31. Esquema de fuerzas debido al peso propio del muro.

Se tiene:

$$h_p = 5.80 \text{ m}, h_z = 0.60 \text{ m}, t_1 = 0.30 \text{ m}, t_2 = 0.50 \text{ m}$$



$$B_1 = 2.50 \text{ m}, B_2 = 1.50 \text{ m}, h = 6.40 \text{ m}, B = 4.00 \text{ m}$$

P_i	Pesos (ton)	Distancia (m)	Momentos (ton-m)
P_1	$5.80 \times 0.30 \times 2.4 = 4.176$	1.650	6.89
P_2	$[5.80 \times (0.50 - 0.30) \times 2.4] / 2 = 1.392$	1.867	2.59
P_3	$0.60 \times (1.50 + 2.50) \times 2.4 = 5.760$	2.000	11.52
P_4	$(2.50 - 0.50) \times 5.80 \times 1.7 = 19.720$	3.000	59.16
P_5	$[1.70 \times 5.80 \times (0.50 - 0.3)] / 2 = 0.986$	1.930	1.91
	$\Sigma P = 32.034 \text{ ton}$		82.075

Determinación del empuje y su punto de aplicación:

$$\phi = 30^\circ$$

$$K_a = 0.333$$

$$E = \frac{\gamma_s \times K_a \times h^2}{2} = \frac{1.70 \times 0.333 \times (6.40)^2}{2} \Rightarrow E = 11.594 \text{ ton}$$

$$Y_o = \frac{h}{3} = \frac{6.40}{3} \Rightarrow Y_o = 2.133 \text{ m}$$

Momento Actuante:

$$M = E \times Y_o = 11.594 \times 2.133 \Rightarrow M = 24.73 \text{ ton-m}$$

Chequeo por deslizamiento:

$$f = 0.577$$

$$F.S.D. = \frac{f \Sigma P}{E} = \frac{0.577 \times 32.034}{11.594} = 1.59$$

$$F.S.D. = 1.59 > 1.50 \quad \text{Cumple la relación.}$$

Chequeo por volteo:

$$F.S.V. = \frac{Mr}{Ma} = \frac{82.075}{24.73} = 3.32$$

$$F.S.V. = 3.32 > 2.00 \quad \text{Se cumple la relación.}$$

Ubicación de la resultante y excentricidad:

$$X_c = \frac{Mr - Ma}{P} = \frac{82.075 - 24.73}{32.034} \Rightarrow X_c = 1.79 \text{ m}$$



$$e = \frac{B}{2} - X_c = \frac{4.00}{2} - 1.79 \Rightarrow e = 0.21m$$

$$e = 0.225m < \frac{B}{6} = 0.67m \quad \text{Cae en el tercio central.}$$

Presiones sobre el terreno:

$$\sigma_t = \frac{\sum P}{B} \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_t &= \frac{32.034}{4.00} \left(1 + \frac{6 \times 0.21}{4.00} \right) \Rightarrow \sigma_t = 10.53 \text{ tn/m}^2 \\ \sigma_t &= \frac{32.034}{4.00} \left(1 - \frac{6 \times 0.21}{4.00} \right) \Rightarrow \sigma_t = 5.49 \text{ tn/m}^2 \end{aligned} \right\} < \sigma_t = 11 \text{ tn/m}^2 \text{ Conforme.}$$

Diseño de la pantalla:

Momento en la base: $M_u = 3128959 \text{ kg-cm}$

Resistencia del concreto: $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

Peralte de la pantalla: $d_2 = 45.05 \text{ cm}$

Ancho considerado: $b = 100 \text{ cm}$

Área de acero:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (d - a/2)} \qquad a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'c \times b}$$

Realizando iteraciones se tiene:

$$a = 5.53 \text{ cm} \qquad A_s = 19.58 \text{ cm}^2 \qquad a = 5.53 \text{ cm}$$

Tomaremos: $A_s = 19.58 \text{ cm}^2$

Refuerzo mínimo:

$$A_{s_{MIN}} = 0.0018 \times b \times d_1$$

Cálculo del peralte " d_1 ":



$$d_1 = t_1 - \text{recub.} - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2}$$

Tomando: $\phi = 5/8" = 1.60 \text{ cm}$

Reemplazando valores se tiene: $d_1 = 25.20 \text{ cm}$

$$As_{MIN(1)} = 4.54 \text{ cm}^2$$

$$As_{MIN(2)} = 8.11 \text{ cm}^2$$

Determinación del punto de corte:

$$\frac{Mud}{2} = \frac{1.70 \times Ka \times \gamma_s \times (hp - hc)^3}{6}$$

Despejando " hc "

$$hc = hp - \sqrt[3]{\frac{3 \times Mud}{1.70 \times Ka \times \gamma_s}} = 5.80 - \sqrt[3]{\frac{3 \times 31.28959}{1.7 \times 0.333 \times 1.7}}$$

$$hc = 1.20 \text{ m}$$

Longitud de Corte:

$$Lc = hc + d_2 = 1.20 + 45.05 \Rightarrow Lc = 165.05 \text{ cm}$$

Adoptaremos: $Lc = 2.00 \text{ m}$

Distribución del refuerzo:

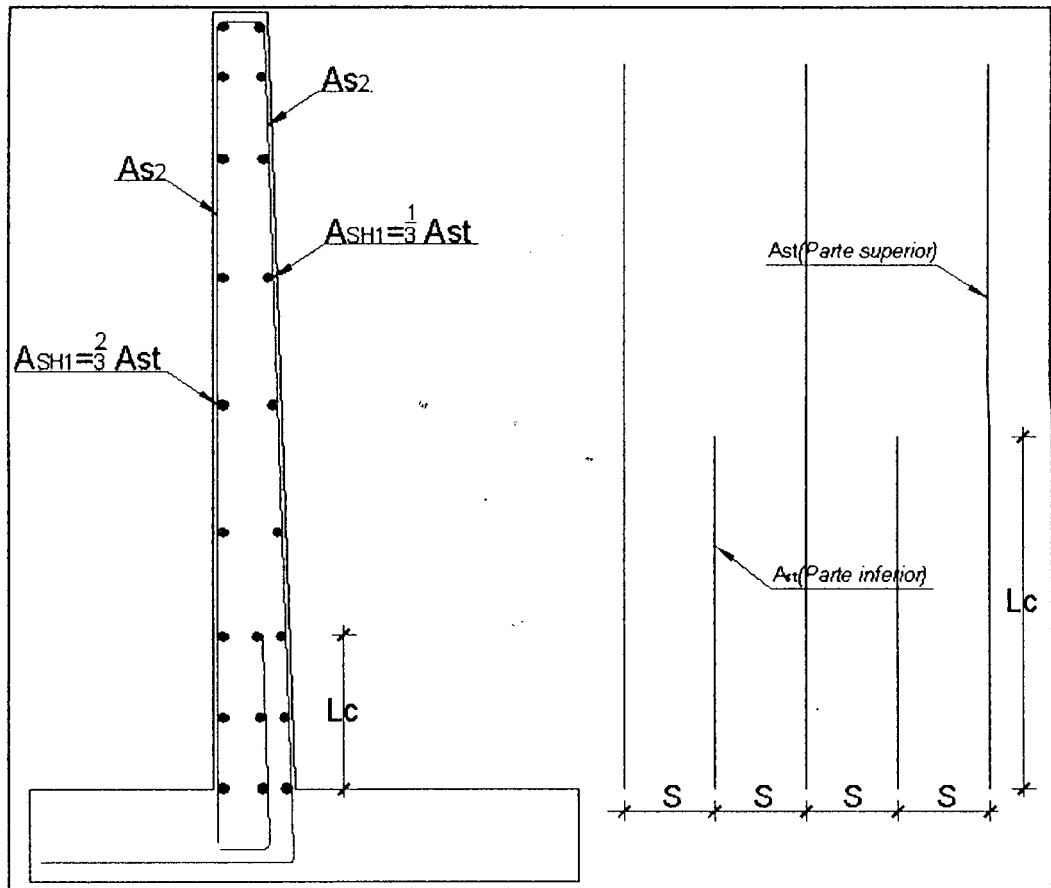


Figura 32. Esquema en planta y elevacion de la reparticion del acero.

Cálculo del " A_{s1} " (parte inferior):

$$A_{s1}(base) = \dot{A}_{s_{MIN}}(d_2) = 8.11 \text{ cm}^2 < A_s = 19.58 \text{ cm}^2$$

Tomar: $A_s = 19.58 \text{ cm}^2$

Tomando varillas de $\phi = 5/8"$ ($A_s = 1.98 \text{ cm}^2$)

Separación entre varillas: $S = \frac{1.98 \times 100}{19.58} = 10.112 \text{ cm}$

Se utilizará: $\phi 5/8" @ 0.10 \text{ m}$

Cálculo del " A_{s1} " (parte superior):

$$A_{s1}(parte superior) = 50\% A_{s1}(base)$$

Usar: $\phi 5/8"$ Prolongando el 50% del $A_{s1}(parte inferior)$



Refuerzo horizontal según NORMA E-060:

Para $\phi \leq 5/8"$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ o menores, usar $\rho = 0.002$

Otros casos, usar $\rho = 0.0025$

Si $t_2 \geq 25 \text{ cm}$. Usar refuerzo horizontal en dos capas.

Colocar: $\frac{2As}{3}$ en la cara expuesta y $\frac{As}{3}$ en la cara protegida.

Refuerzo parte inferior:

$$As = \rho \times b \times t_2 = 0.002 \times 100 \times 0.50 \Rightarrow As = 10.00 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2As}{3} = 6.67 \text{ cm}^2$$

Utilizar: $\phi 1/2" @ 0.20 \text{ m}$ (en la cara expuesta)

$$\frac{As}{3} = 3.33 \text{ cm}^2$$

Utilizar $\phi 3/8" @ 0.25 \text{ m}$ (en la cara protegida)

$$\text{Refuerzo parte media: } h = \frac{t_1 + t_2}{2} = \frac{0.30 + 0.50}{2} = 40.00 \text{ cm}$$

$$As = \rho \times b \times h = 0.002 \times 100 \times 40.00 = 8.00 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2As}{3} = 5.333 \text{ cm}^2 \text{ Usar } \phi 1/2" @ 0.25 \text{ m (en la cara expuesta)}$$

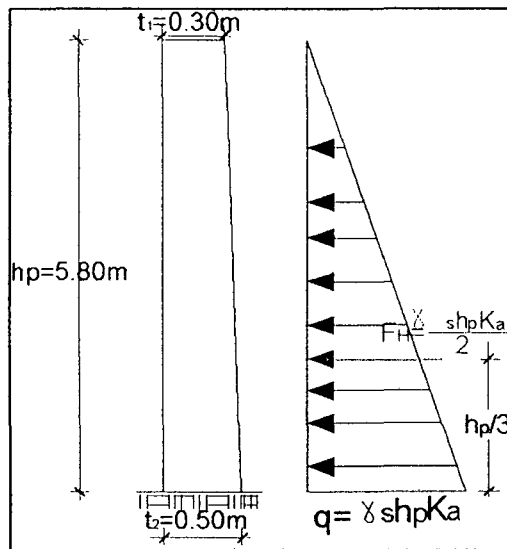
$$\frac{As}{3} = 2.667 \text{ cm}^2 \text{ Usar } \phi 3/8" @ 0.30 \text{ m (en la cara protegida)}$$

Acero por montaje " As_2 "; $As_2 = \phi 3/8" @ 36 \phi \text{ barra}$

Si la barra principal es de: $\phi 3/4"$ ($\phi = 1.60 \text{ cm}$)

Entonces: $36 \phi \text{ barra} = 57.60 \text{ cm}$. Usar: $\phi 3/8" @ 0.40 \text{ m}$

Grafico del Diagrama de Momentos:



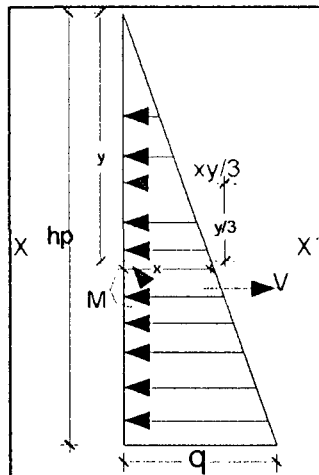
Datos:

$$f'c = 175\text{kg/cm}^2 \quad Ka = 0.333 \quad \gamma_s = 1.7\text{kg/cm}^3 \quad M_{UBase} = 31.29\text{ton-m}$$

$$\phi = 1.7 \quad d_2 = 45.05\text{cm} \quad d_1 = 25.20\text{cm}$$

$$q = \gamma_s \times h_p \times Ka = 1.7 \times 5.80 \times 0.333 \Rightarrow q = 3.28$$

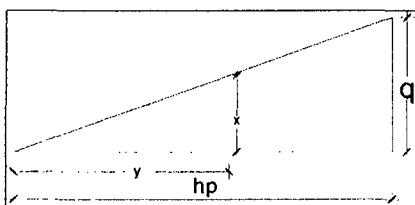
$$\phi \times q = 1.7 \times 3.28 \Rightarrow \phi \times q = 5.582$$



Haciendo un corte en la carga repartida a una distancia "x" se tiene que el momento estará dado por:

$$M = \left(\frac{xy}{2} \right) \left(\frac{y}{3} \right) \Rightarrow M = \frac{xy^2}{6} \quad (1.67)$$

Por relación de triángulos se tiene:



$$\frac{q}{x} = \frac{h_p}{y} \Rightarrow \frac{5.582}{x} = \frac{5.8}{y}$$

$$x = 0.962y \quad (1.68)$$

Reemplazando el valor de "x" en la ecuación (1.67) se tiene:

$$M = 0.1604y^3 \quad (1.69)$$

Derivando la ecuación (1.69) se tiene la ecuación de la fuerza cortante:

$$V = 0.481y^2$$

Dando valores a "y" en la ecuación (1.69) se tendrá:

y (m)	M (ton-m)
y = 0	M = 0.00
y = 1	M = 0.160
y = 2.5	M = 2.506
y = 5.8	M = 31.29

$$\text{En el punto de corte se tiene: } \frac{Mu}{2} = \frac{31.29}{2} \Rightarrow Mu = 15.645 \text{ ton-m} \quad (1.70)$$

Igualando la ecuación (1.70) con (1.69) se tiene:

$$15.645 = 0.1604y^3 \Rightarrow y = \sqrt[3]{\frac{15.645}{0.1604}} \Rightarrow y = 4.60m$$

La altura de corte esta dado por: $hc = h_p - y = 5.80 - 4.60 \Rightarrow hc = 1.20m$

Longitud de corte será: $Lc = hc + d_2 = 1.20 + 0.4505 \Rightarrow Lc = 1.65m$

Se asume $Lc = 2.00m$ para dar mayor seguridad.

Se tiene que para pantallas que varían linealmente, el momento resistente varía también linealmente.

$$\frac{As_1}{As_2} = \frac{Mu_1 d_1}{Mu_2 d_2} \Rightarrow Mu_2 = \frac{As_2 d_1}{As_1 d_2} Mu_1$$

$$\text{Si } As_1 = As_2 \Rightarrow Mu_2 = \frac{d_1}{d_2} (Mu_1)$$

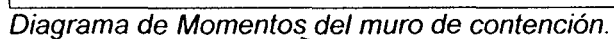
$$Mu_2 = \frac{25.20}{45.05} \times 31.29 \Rightarrow Mu_2 = 17.50 \text{ ton-m}$$


Figura 33. Fuerzas actuantes en la parte posterior de la zapata.

$$\sigma' = \sigma_2 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \times (B_1 - t_2)}{B} = 5.49 + \frac{(10.53 - 5.49) \times (2.50 - 0.55)}{4.00}$$

$$\sigma' = 8.01 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma'' = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \times (B_1 - t_2)}{B} = \frac{(10.53 - 5.49) \times (2.50 - 0.50)}{4.00}$$

$$\sigma'' = 2.52 \text{ ton/m}^2$$

$$Wr = hp \times \gamma_s = 5.80 \times 1.70 \Rightarrow Wr = 9.86 \text{ ton/m}$$

$$Wpp = hz \times \gamma_{c^o} = 0.60 \times 2.40 \Rightarrow Wpp = 1.44 \text{ ton/m}$$

Cálculo de momentos de empotramiento:

$$Mr = \frac{Wr \times (B_1 - t_2)^2}{2} = \frac{9.86 \times (2.50 - 0.50)^2}{2} \Rightarrow Mr = 19.72 \text{ tn-m}$$

$$Mr_u = 1.4 \times Mr = 1.4 \times 19.72 \Rightarrow Mr_u = 27.61 \text{ ton/m}$$

$$Mpp = \frac{Wpp \times (B_1 - t_2)^2}{2} = \frac{1.44 \times (2.50 - 0.50)^2}{2} \Rightarrow Mpp = 2.88 \text{ tn-m}$$

$$Mpp_u = 1.4 \times Mpp = 1.4 \times 2.88 \Rightarrow Mpp_u = 4.03 \text{ ton/m}$$

$$M\sigma_2 = \frac{\sigma_2 \times (B_1 - t_2)^2}{2} = \frac{5.49 \times (2.50 - 0.50)^2}{2} \Rightarrow M\sigma_2 = -10.98 \text{ tn-m}$$

$$M\sigma_{2u} = 1.7 \times M\sigma_2 = 1.7 \times -10.98 \Rightarrow M\sigma_{2u} = -18.67 \text{ ton/m}$$

$$M\sigma'' = \frac{\sigma'' \times (B_1 - t_2)^2}{6} = \frac{2.52 \times (2.50 - 0.50)^2}{6} \Rightarrow M\sigma'' = -1.68 \text{ tn-m}$$

$$M\sigma''_u = 1.7 \times M\sigma'' = 1.7 \times -1.68 \Rightarrow M\sigma''_u = -2.86 \text{ ton/m}$$

Sumatoria de momentos últimos:

$$\sum M_u = Mr_u + Mpp_u + M\sigma_{2u} + M\sigma''_u = 27.61 + 4.03 - 18.67 - 2.86$$

$$\sum M_u = 10.11 \text{ ton/m}$$

Cálculo del peralte "d":

Utilizando: $\phi 5/8" = 1.59 \text{ cm}$ y considerando un recubrimiento de 7.5 cm



$$d = h_z - 7.5 - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} = 60 - 7.5 - \frac{1.59}{2} \Rightarrow d = 51.705 \text{ cm}$$

Área de acero:

$$As = \frac{Mu}{\phi \times fy \times (d - a/2)} \quad a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times b}$$

Realizando iteraciones se tiene:

$$a = 1.48 \text{ cm}$$

$$As = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$a = 1.48 \text{ cm}$$

Refuerzo mínimo:

$$As_{\text{MIN}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 51.705$$

$$As_{\text{MIN}} = 9.31 \text{ cm}^2$$

Tomaremos: $As_{\text{MIN}} = 9.31 \text{ cm}^2$

Usando varillas de $\phi 5/8"$ ($As = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$\text{Separación entre varillas: } S = \frac{1.98 \times 100}{9.31} = 21.27 \text{ cm}$$

Usar: $\phi 5/8" @ 0.20 \text{ m}$

Diseño de la zapata anterior (PUNTA)

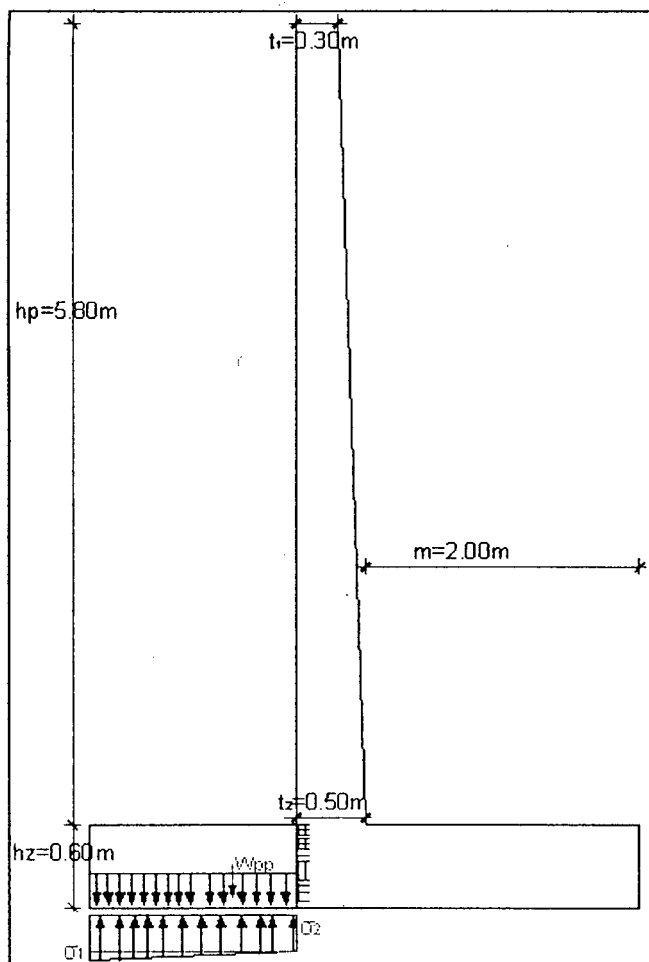


Figura 34. Fuerzas actuantes en la parte anterior de la zapata.

$$\sigma' = \sigma_2 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \times (B_1)}{B} = 5.49 + \frac{(10.53 - 5.49) \times 2.50}{4.00}$$

$$\sigma' = 8.64 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma'' = \sigma_1 - \sigma' = 10.53 - 8.64 \Rightarrow \sigma'' = 1.89 \text{ ton-m}$$

$$W_{pp} = h_z \times \gamma_{cs} = 0.60 \times 2.40 \Rightarrow W_{pp} = 1.44 \text{ ton/m}$$

Cálculo de momentos de empotramiento:

$$M_{pp} = \frac{W_{pp} \times (B_2)^2}{2} = \frac{1.44 \times (1.50)^2}{2} \Rightarrow M_{pp} = 1.62 \text{ tn-m}$$

$$M_{pp_u} = 1.4 \times M_{pp} = 1.4 \times 1.62 \Rightarrow M_{pp_u} = 2.27 \text{ ton/m}$$



$$M\sigma' = \frac{\sigma' \times (B_2)^2}{2} = \frac{8.64 \times (1.50)^2}{2} \Rightarrow M\sigma' = -9.72 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$M\sigma'_{U1} = 1.7 \times M\sigma' = 1.7 \times -9.72 \Rightarrow M\sigma'_{U1} = -16.52 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M\sigma'' = \frac{\sigma'' \times (B_2)^2}{3} = \frac{1.89 \times (1.50)^2}{3} \Rightarrow M\sigma'' = -1.42 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$M\sigma''_{U1} = 1.7 \times M\sigma'' = 1.7 \times -1.42 \Rightarrow M\sigma''_{U1} = -2.41 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de momentos últimos:

$$\Sigma M_U = M_{ppU} + M\sigma_{2U} + M\sigma''_{U1} = 2.27 - 16.52 - 2.41$$

$$\Sigma M_U = -16.66 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo del peralte "d":

Utilizando: $\phi 5/8" = 1.59 \text{ cm}$ y considerando un recubrimiento de 7.5 cm

$$d = h_z - 7.5 - \frac{\phi \text{ barra}}{2} = 60 - 7.5 - \frac{1.59}{2} \Rightarrow d = 51.705 \text{ cm}$$

Área de acero:

$$As = \frac{Mu}{\phi \times f_y \times (d - a/2)} \quad a = \frac{As \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

Realizando iteraciones se tiene:

$$a = 2.46 \text{ cm}$$

$$As = 8.73 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.46 \text{ cm}$$

Refuerzo mínimo:

$$As_{MIN} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 51.705$$

$$As_{MIN} = 9.31 \text{ cm}^2$$

Tomaremos: $As_{MIN} = 9.31 \text{ cm}^2$

Usando varillas de $\phi 5/8"$ ($As = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$\text{Separación entre varillas: } S = \frac{1.98 \times 100}{9.31} = 21.27 \text{ cm}$$

Usar: $\phi 5/8" @ 0.20 m$

Acero por montaje:

Refuerzo transversal

$$A_{s_{TEMP.}} = 0.0018 \times b \times h_z = 0.0018 \times 100 \times 0.60 \Rightarrow A_{s_{TEMP.}} = 10.80 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de $\phi 5/8"$ ($A_s = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$\text{Separación entre varillas: } S = \frac{1.98 \times 100}{10.80} = 18.33 \text{ cm}$$

Usar: $\phi 5/8" @ 0.20 m$

5.3 LOSA DE OPERACIÓN O COMPUERTA DEL CANAL DE LIMPIA

Para el diseño de esta losa, tomaremos como luz de diseño $L = 3.50 \text{ m}$, el ancho de esta losa es de $b = 2.00 \text{ m}$, con el fin de dar facilidad para la operación de la compuerta del canal de limpia.

Se calculará con una carga viva de $WL = 300 \text{ kg/m}^2$ considerando que la compuerta en ciertos casos puede ser operada por 2 personas, y además su peso propio, así como del mecanismo de izaje.

Esta losa trabaja como simplemente apoyada sobre el pilar y el muro de encauzamiento izquierdo respectivamente tal como se indica en la figura N° 37 adjunta.

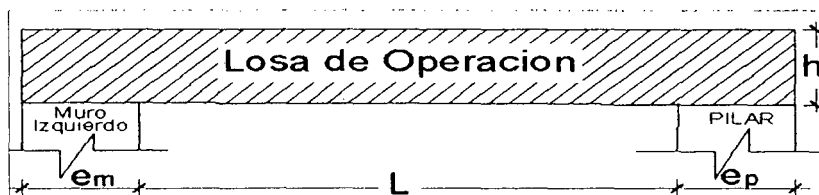


Figura 35. Esquema de la losa de operacion del canal de limpia.

Pre dimensionamiento:

$$\text{Para losas macizas: } h = \frac{L}{24} = \frac{3.50}{24} \Rightarrow h = 0.15 \text{ m} \Rightarrow \text{Adoptaremos } h = 0.20 \text{ m}$$

Datos:

$$h = 0.20 \text{ m}$$

$$\phi = 0.90$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{c^o} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Metrado de cargas (Diseñamos para 1.00 m de ancho)

Carga Muerta "D":

$$\text{Peso Propio: } PP = h \times \gamma_{c^o} \times b = 0.20 \times 1 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso del mecanismo de izaje: } P_{s.iz.} = 100 \times b = 100 \times 1.00 = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga Muerta total: } W_D = 580 \text{ kg/m}$$

Carga Viva "L":

$$W_L = w_l \times b = 300 \times 1.00 \Rightarrow W_L = 300 \text{ kg/m}$$

Carga de diseño:

$$W_u = 1.4W_D + 1.7W_L = (1.4 \times 580) + (1.7 \times 300) \Rightarrow W_u = 1322 \text{ kg/m}$$

Momentos flectores según el ACI:

$$M_1 = M_2^{(+)} = \frac{W_u \times L^2}{24} = \frac{1322 \times 3.5^2}{24} \Rightarrow M_1 = M_2^{(+)} = 674.77 \text{ kg-m}$$

$$M_{1-2} = \frac{W_u \times L^2}{8} = \frac{1322 \times 3.5^2}{8} \Rightarrow M_{1-2} = 2024.31 \text{ kg-m}$$

Cortante:

$$V_u = \frac{W_u \times L}{2} = \frac{1322 \times 3.5}{2} \Rightarrow V_u = 2313.50 \text{ kg}$$

Verificación del tipo de falla:

$$Mu = \phi \times w \times f'c \times b \times d^2 (1 - 0.59 \times w)$$

$$\phi = 0.90 \text{ (Coeficiente de seguridad para elementos sometidos a flexión)}$$

Sabemos que:

$$w = \frac{\rho_{\max} \times fy}{f'c} = \frac{0.75 \rho b \times fy}{f'c}$$

$$\rho b = 0.85 \times \beta_1 \times \frac{f'c}{fy} \times \frac{6000}{6000 + fy}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{Para } f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando valores se tiene:

$$\rho b = 0.85 \times 0.85 \times \frac{175}{4200} \times \frac{6000}{6000 + 4200} \Rightarrow \rho b = 0.0177$$

$$w = \frac{0.75 \times 0.0177 \times 4200}{175} \Rightarrow w = 0.320$$

Cálculo del peralte " d ":

Considerando varillas de $3/8"$ ($\phi = 0.95 \text{ cm}$) y un recubrimiento de 2.5 cm

$$d = h - \left(\text{recub.} + \frac{\phi \text{ barra}}{2} \right) = 20 - \left(2.5 + \frac{0.95}{2} \right) \Rightarrow d = 17.03 \text{ cm}$$

Entonces se tendrá:

$$Mu = 0.90 \times 0.320 \times 175 \times 1.00 \times 17.03^2 \times [1 - (0.59 \times 0.32)] \Rightarrow Mu = 11857 \text{ kg} - m$$

Luego:

$$M_{12} < Mu \quad \text{Se producirá falla por fluencia del acero.}$$

Quiere decir que todas las secciones fallan por fluencia del acero, observando, que el momento resistente con la cuantía máxima, es mucho mayor, que el momento actuante, verificaremos tomando la cuantía mínima.

$$w = \frac{\rho_{\min} \times f_y}{f'c}$$

Del A.C.I.²⁶, se tiene: $\rho_{\min} = 0.0018$

Entonces se tendrá:

$$w = \frac{0.0018 \times 4200'}{175} \Rightarrow w = 0.043$$

$$Mu = 0.90 \times 0.043 \times 175 \times 100 \times 17.03^2 [1 - (0.59 \times 0.043)] \Rightarrow Mu = 1914.34 \text{ kg} - m$$

$$M_{12} < Mu \quad \text{Se producirá falla por fluencia del acero.}$$

Lo que se demuestra también, que la falla se producirá por fluencia del acero.

Verificación por cortante:

El cortante en el apoyo es:

En la sección crítica (a la distancia " d " de la cara del apoyo se tiene)

$$Vd = V - (Wu \times d) = 2313.50 - (1322 \times 17.03) \Rightarrow Vd = 2088.36 \text{ kg}$$

²⁶ Reglamento Nacional de Construcciones. Capítulo VII. Acápites 7.10.2. Pág. 146.



$$V_u = \frac{Vd}{\phi} = \frac{2088.36}{0.85} \Rightarrow V_u = 2456.89 \text{ kg}$$

Aporte del concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \times b \times d = 0.53 \times 100 \times 17.03 \times \sqrt{175} \Rightarrow V_c = 11940.14 \text{ kg}$$

$V_u < V_c$ Los esfuerzos serán absorbidos por el concreto.

Lo que verifica, como correcto el espesor de la losa.

Cálculo del área de acero "As"

Para el momento máximo $M_{MAX} = 202431 \text{ kg} - \text{cm}$

$$As = \frac{Mu}{\phi \times f_y \times (d - a/2)} \quad a = \frac{As \times f_y}{0.85 \times f'c \times b}$$

Realizando iteraciones se tiene:

$$a = 0.91 \text{ cm} \quad As = 3.23 \text{ cm}^2 \quad a = 0.91 \text{ cm}$$

Refuerzo mínimo:

$$As_{MIN} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 17.03 \Rightarrow As_{MIN} = 3.065 \text{ cm}^2$$

Como: $As_{MIN} < As$, del análisis se asumirá para este diseño $As = 3.23 \text{ cm}^2$

Separación entre varillas:

Usando varillas de $\phi 3/8"$ ($As = 0.71 \text{ cm}^2$)

$$\text{Separación entre varillas: } S = \frac{0.71 \times 100}{3.23} = 21.99 \text{ cm}$$

Además: $S \leq 3h$

Utilizar: $\phi 3/8" @ 0.20 \text{ m}$

Armadura transversal o temperatura:

$$\rho_{MIN} = 0.0018 \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 17.03 \text{ cm}$$

$$As_{TEMP.} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 17.03$$

$$As_{TEMP.} = 3.065 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de $\phi 3/8"$ ($As = 0.71 \text{ cm}^2$)

$$\text{Separación entre varillas: } S = \frac{0.71 \times 100}{3.065} = 23.17 \text{ cm}$$

Además: $S \leq 3h$

Utilizar: $\phi 3/8" @ 0.20 m$

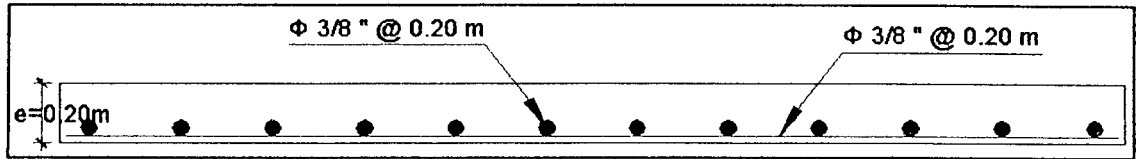


Figura 36. Diseño final de la losa de operación.

5.4 PILARES

Dimensionamiento:

Esta estructura separa al barraje de la compuerta de limpia, así mismo es la estructura por la que se desliza la compuerta de limpia, también sirven de apoyo a la losa de operación.

La parte frontal de la pila que es la primera que toma contacto con la corriente se denomina tajamar y se le ha dado forma redondeada que es la que produce mínimas contracciones de flujo.

El espesor del pilar para el pre-dimensionamiento es:

$$e = L / 4$$

Donde:

L = Luz libre entre pilares ($L = 3.50 m$)

Reemplazando valores

$$e = \frac{3.50}{4} = 0.88 m$$

Adoptamos $e = 0.90 m$

El radio del tajamar es:

$$r = \frac{e}{2} = \frac{0.90}{2} \Rightarrow r = 0.45 m$$

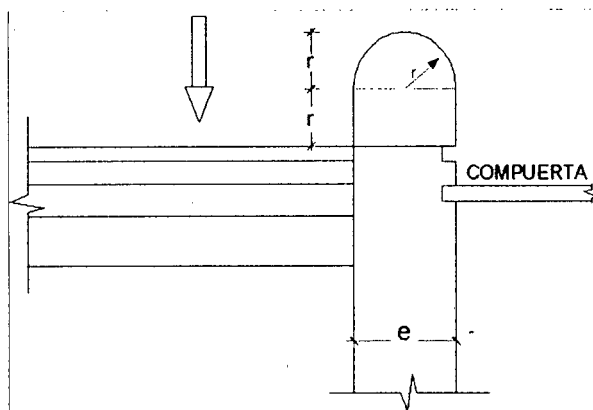


Figura 37. Esquema en planta del pilar. Invertir el grafico

Las demás medidas se proyectarán de acuerdo a las condiciones de funcionamiento, es decir:

- a). La longitud de la pila debe abarcar el cimacio, el estanque amortiguador y el tajamar.

Tajamar = 0.90 m

Cimacio = 5.83 m

Estanque = 11.50 m

Longitud total = 18.23 m

- b). La altura del pilar debe ser tal que en ningún momento el agua cubra los mecanismos de izaje o de la losa de operación.

$$Ht = 1.25(P + H_o)$$

Siendo:

P = Altura del aliviadero sobre el fondo del río.

H_o = Carga de diseño (incluyendo h_v)

$$\text{Reemplazando valores: } Ht = 1.25(1.40 + 1.354) \Rightarrow Ht \cong 3.50m$$

- c). El pilar llevará dos ranuras. Una de ellas (la de más aguas arriba) sirve para colocar las ataguías de madera que son compuertas provisionales que se colocarán sólo en el caso de reparación o mantenimiento de la compuerta permanente.

5.4.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL:

Se considerará el caso más crítico, teniendo en cuenta la compuerta abierta y para la máxima avenida.

FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LA PILA:

$F' h$ = Fuerza hidrostática sobre la compuerta.

$F'' h$ = Fuerza hidrostática sobre el tajamar.

$F h$ = Fuerza hidrostática lateral.

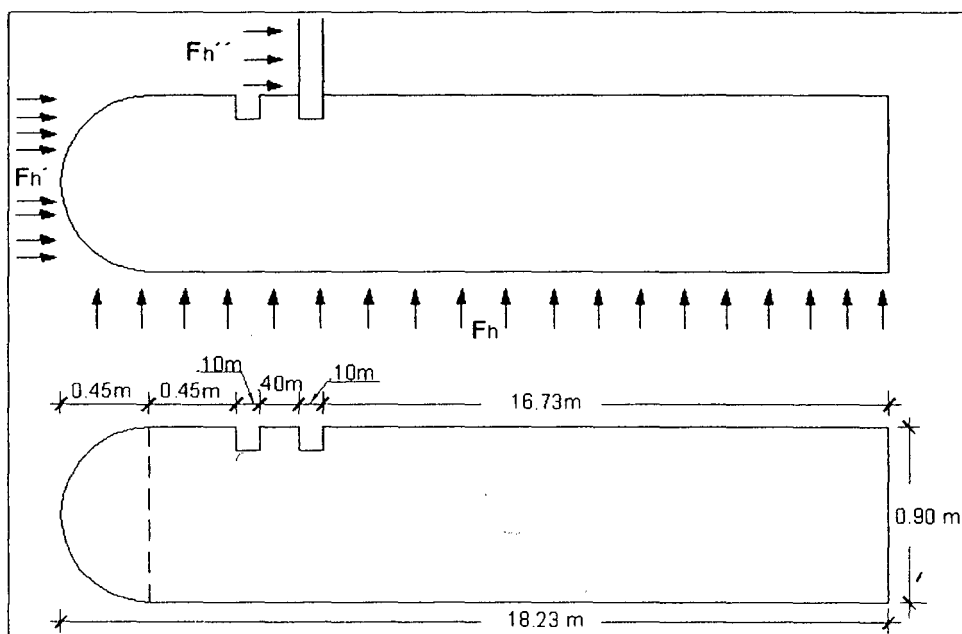


Figura 38. Esquema de fuerzas actuantes y dimensiones del pilar.

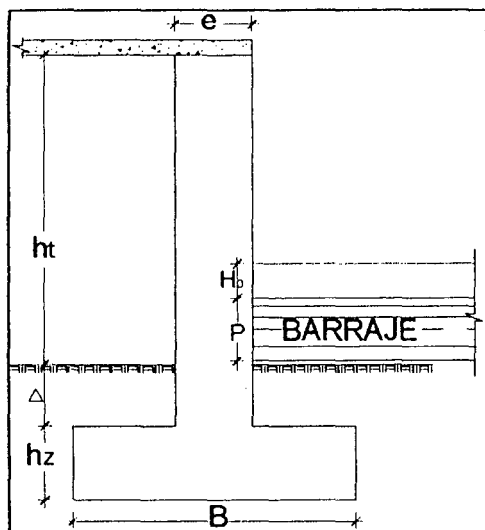


Figura 39. Vista Frontal del Pilar.

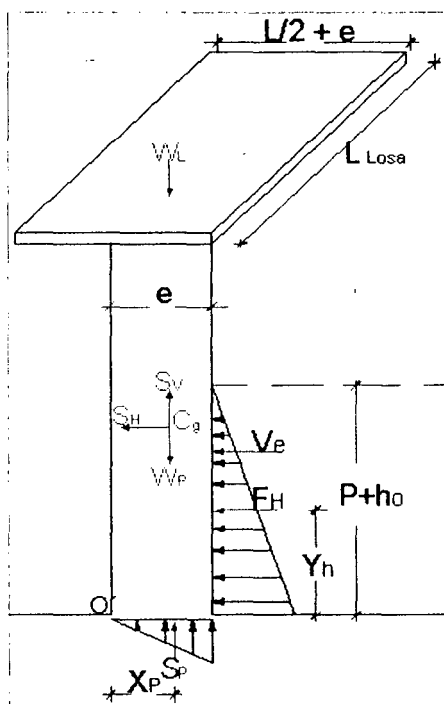


Figura 40. Seccion generica del pilar.

5.4.2 FUERZAS ACTUANTES:

F_H = Empuje del agua.

W = Peso del pilar más zapata más peso de la losa de operación en su área de influencia.

S_v = Fuerza del sismo vertical.



S_H = Fuerza del sismo horizontal.

V_e = Fuerza del sismo sobre el agua.

S_p = Supresión.

Además la altura del pilar es variable y cambiará en la poza amortiguadora ya que estará en función de la poza.

Según la U.S.A. Bureau of Reclamación, el borde libre de la poza es:

$$f = 0.1 \times (V_1 + d_2)$$

Donde:

V_1 = Velocidad a la entrada de la poza ($V_1 = 8.314 \text{ m/seg}$)

d_2 = Tirante conjugado mayor ($d_2 = 2.86 \text{ m}$)

e_c = espesor del colchón amortiguador ($e_c = 0.80 \text{ m}$)

Reemplazando valores se tiene:

$$f = 0.1 \times (8.314 + 2.86) \Rightarrow f = 1.12 \text{ m}$$

La altura de la poza será:

$$H_{poza} = d_2 + f = 2.86 + 1.12 \Rightarrow H_{poza} = 3.98 \text{ m}$$

Altura de la poza mas el espesor del colchón amortiguador será:

$$H_p = d_2 + f + e_c = 2.86 + 1.12 + 0.80 \Rightarrow H_p = 4.78 \text{ m}$$

Adoptaremos: $H_{poza} = 4.80 \text{ m}$

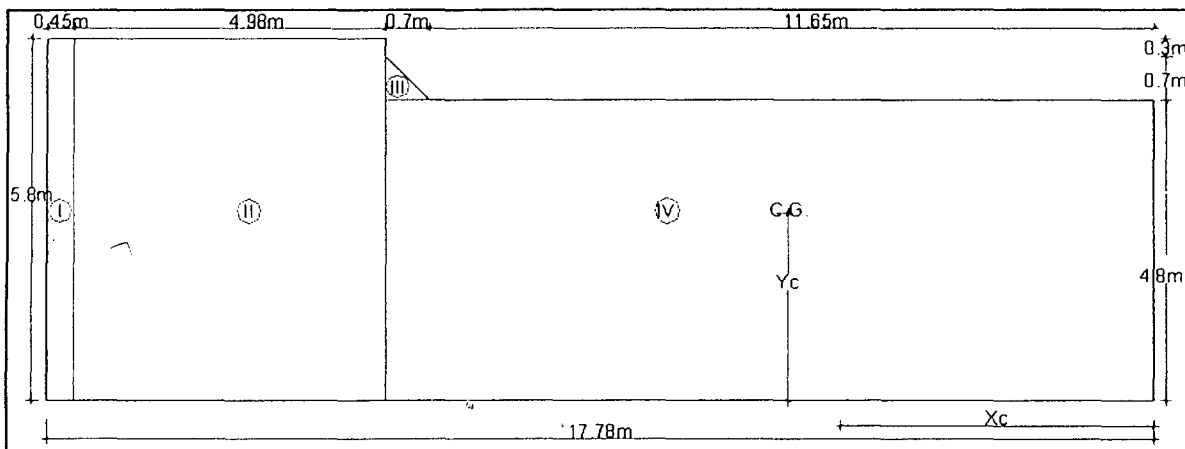


Figura 41. Elevacion lateral del pilar.

SECCION	W_i (Ton)	X_i	Y_i	$W_i \times X_i$	$W_i \times Y_i$
I	$(3.1416 \times 0.45^2 \times 5.80 \times 2.40) / 2 = 4.428$	17.52	2.90	77.58	12.84
II	$(4.98 \times 5.80 \times 0.90 \times 2.40) = 62.389$	14.84	2.90	925.85	180.93
III	$[(0.70 \times 0.70 \times 0.90 \times 2.40) / 2] = 0.529$	12.12	5.03	6.41	2.66
IV	$[(11.65 + 0.70) \times 4.80 \times 0.90 \times 2.40] = 128.045$	6.18	2.40	790.68	307.31
	$W_T = 195.39$			1800.52	503.74

$$X_c = \frac{W_i \times X_i}{W_p} = \frac{1800.52}{195.391} \Rightarrow X_c = 9.215 \text{ m}$$

$$\text{Datos: } Y_c = \frac{W_i \times Y_i}{W_p} = \frac{503.74}{195.39} \Rightarrow Y_c = 2.578 \text{ m}$$

Longitud de la losa: $= 3.50 \text{ m}$

Altura de la losa: $= 0.20 \text{ m}$

Ancho tributario de la losa de operación: $= 2.65 \text{ m}$

Peso del pilar: $W_p = 195.39 \text{ ton}$

Peso de la losa: $W_{\text{losa}} = 2.65 \times 3.50 \times 0.20 \times 2.4 = 4.452 \text{ ton}$



Peso total: $W = W_p + W_{losa} = 195.39 + 4.45 \Rightarrow W = 199.84 \text{ ton}$

Fuerzas sísmicas:

Actúa en el centro de gravedad.

$$S_H = 10\% W = 0.10 \times 199.98 \Rightarrow S_H = 19.98 \text{ ton}$$

$$S_V = 5\% W = 0.05 \times 199.84 \Rightarrow S_V = 9.992 \text{ ton}$$

Empuje del agua debido al Sismo:

$$V_e = 0.726 \times P_e \times y$$

$$P_e = C \times \lambda \times H \times \gamma_a$$

Donde:

P_e = Aumento de la presión del agua (lb / pie^2) a cualquier elevación debido a un temblor oscilatorio.

C = Coeficiente adimensional que da la distribución y magnitud de presión.

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{Y}{h} \times \left(2 - \frac{Y}{h} \right) + \sqrt{\frac{Y}{h} \times \left(2 - \frac{Y}{h} \right)} \right]$$

λ = Intensidad del sismo.

γ_a = Peso específico del agua ($90.521 \text{ lb} / \text{pie}^3$).

H = Profundidad total del agua en el aliviadero ($H = 7.45 \text{ pies}$).

Y = Profundidad de agua ($Y = 7.45 \text{ pies}$).

C_m = Valor máximo de " C " para un talud constante dado.

En la superficie: $Y = 0$, $C = 0$, $P_e = 0$, $V_e = 0$

En el fondo: $C = 0.73$

Reemplazando valores se tiene:

$$P_e = 0.73 \times 0.32 \times 90.521 \times 7.45 \Rightarrow P_e = 157.54 \text{ lb/pie}^2$$



$$Ve = 0.726 \times 157.54 \times 7.45 \Rightarrow Ve = 852.06 \text{ lb / pie}$$

$$Ve = 1267.68 \text{ kg / m}$$

Para $L = 17.33 \text{ m}$

$$Ve = 1267.68 \times 17.33 \Rightarrow Ve = 21.97 \text{ ton}$$

Momento de Vuelco:

$$Me = 0.299 \times Pe \times y^2 = 0.299 \times 157.54 \times 7.45 \Rightarrow Me = 2614.35 \text{ lb - pie / pie}$$

$$Me = 1185.54 \text{ ton - m}$$

Para $L = 17.33 \text{ m}$

$$Me = 1185.54 \times 17.33 \Rightarrow Me = 20.55 \text{ ton}$$

Fuerza hidrostática:

$$Fh = \frac{\gamma_a \times H^2 \times L}{2} = \frac{1.45 \times 2.271^2 \times 17.33}{2} \Rightarrow Fh = 64.79 \text{ ton}$$

Punto de aplicación:

$$Yh = \frac{H}{3} = \frac{2.271}{3} \Rightarrow Yh = 0.757 \text{ m}$$

Supresión:

$$Sp = \frac{C \times \gamma \times H \times e \times L}{2} = \frac{0.5 \times 1 \times 2.271 \times 0.9 \times 17.33}{2} \Rightarrow Sp = 9.32 \text{ ton}$$

$$Xp = \frac{2 \times e}{3} = \frac{2 \times 0.90}{3} \Rightarrow Xp = 0.60 \text{ m}$$

Análisis de estabilidad del Pilar (Sección Genérica del pilar) Tomando momentos respecto al punto "O" (Ver figura N° 42)

FUERZA (Ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (Ton-m)
$W = 199.84$	0.45	89.928
$S_H = -19.98$	2.578	-51.508
$S_V = -9.992$	0.45	-4.496
$Ve = -21.97$	-----	-20.55
$Fh = -64.79$	0.757	-49.053
$Sp = -9.32$	0.6	-5.592
$\sum Fh = -106.75$		$\sum M^{(+)} = 89.93$
$\sum Fv = 180.53$		$\sum M^{(-)} = -131.19$

$$X = \frac{Mr - Ma}{\sum F_v} = \frac{89.93 - (-131.19)}{180.53} \Rightarrow X = 1.22 m$$

El punto de aplicación se ubica fuera de la base, originando: hundimiento y volteo.

Para que la resultante caiga dentro del tercio central se deberá darle mayor espesor al pilar, pero esto ocasionará gran volumen de concreto en obra, por lo que se diseñarán pilares de concreto armado.

Diseño: tomando una sección genérica para el diseño.

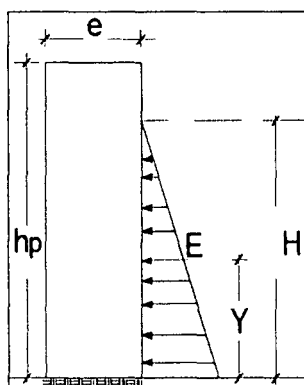


Figura 42. Sección genérica del pilar.

$$E = \frac{\gamma_a \times H^2}{2} = \frac{1.45 \times 2.271^2}{2} \Rightarrow E = 3.74 \text{ ton/m}$$

$$Y = \frac{H}{3} = \frac{2.271}{3} \Rightarrow Y = 0.76 \text{ m}$$

$$M = E \times y = 3.74 \times 0.76 \Rightarrow M = 2.83 \text{ ton-m/m}$$

$$Mu = 1.70 \times M = 1.70 \times 2.83 \Rightarrow Mu = 4.81 \text{ ton-m/m}$$

Verificación por corte a una distancia "d"

$$d = e \text{ pilar} - \text{recub.} - \frac{\phi \text{ barra}}{2}$$

Tomando varillas de $\phi 5/8"$ ($\phi = 1.59 \text{ cm}$)

$$d = 90 - 4 - \left(\frac{1.59}{2} \right) \Rightarrow d = 85.60 \text{ cm}$$

$$Vd = \frac{\gamma_a \times (hp - d)^2}{2} = \frac{1.45 \times (5.80 - 0.8560)^2}{2} \Rightarrow Vd = 17.72 \text{ ton}$$

$$Vud = 1.7 \times Vd = 1.70 \times 17.72 \Rightarrow Vud = 30.12 \text{ ton}$$

Corte tomado por el concreto:

$$Vc = 0.53 \times b \times d \times \sqrt{f'c} = 0.53 \times 100 \times 85.60 \times \sqrt{175} \Rightarrow Vc = 60.02 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times Vc = 0.85 \times 60.02 \Rightarrow \phi Vc = 51.02 \text{ ton}$$

Como $\phi Vc > Vud$, No se necesitara estribos, pero se colocara para efectos constructivos.

Diseño de la Pantalla

Momento en la base $Mu = 4.81 \text{ ton-m/m}$

Verificación del peralte:

Por flexión:

$$Mu = 4.81 \text{ ton-m/m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$$



$$F_c = 0.40 \times f'_c = 0.40 \times 175 \Rightarrow F_c = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{F_y}{F_c} = \frac{1680}{70} \Rightarrow r = 24$$

$$n = \frac{2100000}{15000 \sqrt{f'_c}} = \frac{2100000}{15000 \times \sqrt{175}} \Rightarrow n = 11$$

$$k = \frac{n}{n+r} = \frac{11}{11+24} \Rightarrow k = 0.314$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.314}{3} \Rightarrow j = 0.895$$

$$d_m = \sqrt{\frac{2 \times Mu}{f'_c \times k \times j \times b}} = \sqrt{\frac{2 \times 4.81 \times 10^4}{175 \times 0.314 \times 0.895 \times 100}} \Rightarrow d_m = 13.98 \text{ cm}$$

Luego: $d_m < d$ Se cumple la condición.

Refuerzo mínimo:

$$A_{s_{MIN}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 85.60 \Rightarrow A_{s_{MIN}} = 15.41 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de acero (A_s)

$$A_s = \frac{Mu}{\phi \times f_y \times (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

Realizando iteraciones se tiene

$$a = 0.42 \text{ cm} \quad A_s = 1.49 \text{ cm}^2 \quad a = 0.42 \text{ cm}$$

Como: $A_{s_{MIN}} > A_s$.

Utilizar como refuerzo principal $A_{s_{MIN}} = 15.41 \text{ cm}^2$

Utilizando varillas de $\phi 5/8"$ ($A_s = 1.98 \text{ cm}^2$)

Separación entre varillas:

$$S = \frac{1.98 \times 100}{15.41} \Rightarrow S = 12.85 \text{ cm}$$

Usar: $\phi 5/8" @ 0.15 \text{ m}$

Refuerzo horizontal según la Norma E - 060:

$$A_s = 0.0020 \times b \times d = 0.0020 \times 100 \times 85.60 \Rightarrow A_s = 17.12 \text{ cm}^2$$

Tanto el refuerzo principal como el horizontal se colocarán en dos capas, en la anterior y posterior.

Por capa se tendrá: $\frac{A_s}{2} = \frac{17.12}{2} = 8.56 \text{ cm}^2$

Separación entre varillas:

Tomando varillas de $\phi 1/2"$ ($A_s = 1.27 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{1.27 \times 100}{8.56} \Rightarrow S = 14.84 \text{ cm}$$

Usar: $\phi 1/2" @ 0.15 \text{ m}$

5.1.1 Zapata del Pilar

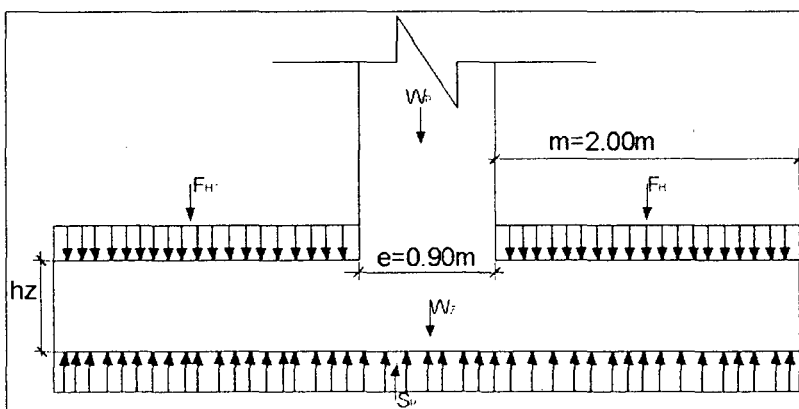


Figura 43. Fuerzas actuantes en la zapata del pilar.

DATOS:

Concreto : $f'c = 175 \text{ kg / cm}^2$

Acero : $f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$

Resistencia del terreno : $\sigma t = 1.10 \text{ kg / cm}^2$

Peso del Pilar : $(W_p + W_l) = 199.84 \text{ ton}$

PREDIMENSIONAMIENTO (En Planta)

Peso propio de la zapata:

Carga muerta : $CM = 199.84 \text{ ton}$

Considerando una sobrecarga de: $S/C = 300 \text{ kg/m}^2$

Carga viva : $CV = 0.3 \times 2.65 \times 3.50 = 2.783 \text{ ton}$

Carga de servicio : $Ps = CM + CV = 202.62 \text{ ton}$

Peso propio de la zapata: $Pz = 0.10 \times Ps = 20.26 \text{ ton}$

Carga Total : $P = Ps + Pz = 222.88 \text{ ton}$

Cálculo del área de la zapata conociendo "P" y " σ_t ":

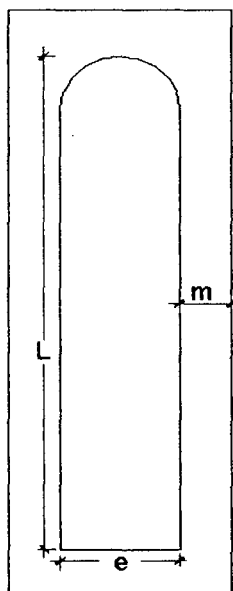


Figura 44. Esquema en planta de la zapata del pilar.

$$Az = \frac{P}{\sigma_t} = \frac{222.88}{1.10} \Rightarrow Az = 20.26 \text{ m}^2$$

Dimensiones de la zapata:

Asumiendo $m = 1.00 \text{ m}$

$$A = 2m + e_{\text{PILAR}} = (2 \times 1.00) + 0.90 \Rightarrow A = 2.90 \text{ m}$$

$$B = 2m + L = (2 \times 1.00) + 17.78 \Rightarrow B = 19.78 \text{ m}$$



$$Az = A \times B = 2.90 \times 19.78 \Rightarrow Az = 57.36 m^2$$

Cálculo del empuje vertical del agua:

$$F'_H = 2(m \times H \times L \times \gamma a) = 2(1.00 \times 2.271 \times 17.78 \times 1.45) \Rightarrow F'_H = 117.10 ton$$

Cálculo de la Supresión:

$$S_p = C \times \gamma a \times H \times A \times B$$

$$\text{Donde: } \gamma a = 1000 kg / m^3 \quad C = 0.5$$

Reemplazando valores se tiene:

$$S_p = 0.50 \times 1000 \times 2.271 \times 2.90 \times 19.78 \Rightarrow S_p = 65.13 ton$$

Cálculo de la carga neta de rotura:

Según el A.C.I.

La carga neta que debe resistir la carga muerta D y la carga viva L es:

$$Nu = 1.4CM + 1.7CV = (1.4 \times 199.84) + (1.7 \times 2.783) \Rightarrow Nu = 284.51 ton$$

Considerando carga muerta, carga viva y sismo (E):

$$Nu = 0.75(1.4CM + 1.7CV + 1.87E)$$

$$Nu = 0.75[(1.4 \times 199.84) + (1.7 \times 2.783) + (1.87 \times 9.992)] \Rightarrow Nu = 227.39 ton$$

Considerando el peso propio de la estructura (D), empuje vertical del agua (H), y subpresión (S); como carga muerta (D') y como carga viva (L):

$$N'_D = N_D + N_H - N_S$$

Pero:

$$N_D = W = 199.84 ton$$

$$N_H = F'_H = 117.10 ton$$

$$N_S = S_p = 65.13 ton$$

$$\text{Entonces } N'_D = N_D + N_H - N_S = 199.84 + 117.10 + 65.13 \Rightarrow N'_D = 251.81 ton$$



Luego:

$$Nu = 1.4N'_p + 1.7N'_l = (1.4 \times 251.81) + (1.7 \times 2.783) \Rightarrow Nu = 357.27 \text{ ton}$$

De todas las combinaciones se toma el mayor valor, entonces:

$$Nu = 357.27 \text{ ton}$$

Reacción neta del terreno:

$$\sigma_u = \frac{Nu}{Az} = \frac{357.27}{57.36} \Rightarrow \sigma_u = 6.23 \text{ ton/m}^2$$

PREDIMENSIONAMIENTO (En elevación)

Asumiendo:

Altura de la zapata : $h_z = 0.60 \text{ m}$

Varillas de : $\phi 1/2''$ ($\phi = 1.27 \text{ cm}$)

Recubrimiento : 7.5 cm

Cálculo del peralte:

$$d = h_z - \text{recub.} - \frac{\phi_{\text{barra}}}{2} = 60 - 7.5 - \frac{1.27}{2} \Rightarrow d = 51.87 \text{ cm}$$

Verificación del peralte por Punzonamiento:

La sección crítica se encuentra a $d/2$ de la cara del pilar.

Perímetro de la sección crítica b_o

$$b_o = [2(L + d)] + [2(e + d)] = [2(17.78 + 51.87)] + [2(0.90 + 51.87)]$$

$$b_o = 39.43 \text{ m}$$

Área de la sección crítica A_o

$$A_o = (e + d)(L + d) = (0.90 + 51.87)(17.78 + 51.87) \Rightarrow A_o = 25.96 \text{ m}^2$$

$$Az = 57.36 \text{ m}^2$$

Cortante último por punzonamiento:

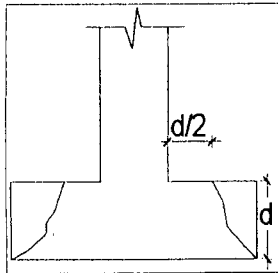


Figura 45. Esquema en elevación de acción de la fuerza por punzonamiento.

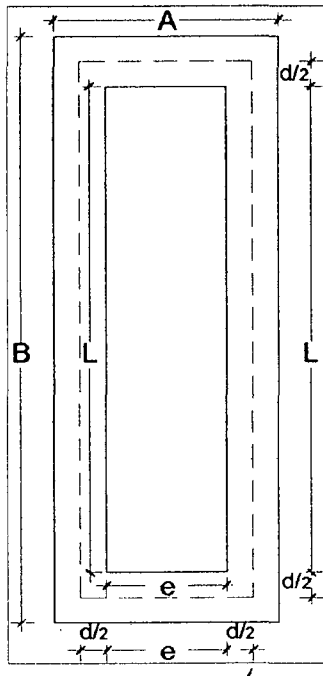


Figura 46. Esquema en planta de acción de la fuerza por punzonamiento.

$$V_{up} = \sigma_u (A_z - A_o) = 6.23(57.36 - 25.96) \Rightarrow V_{up} = 195.62 \text{ ton}$$

Corte por punzonamiento que resiste el concreto:

$$V_{cp} = 1.1 \times b_o \times d \times \sqrt{f'c} = 1.1 \times 39.43 \times 51.87 \times \sqrt{175} \Rightarrow V_{cp} = 2976.15 \text{ ton}$$

Además se tiene que: $V_{cp} = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta} \right) \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$

$$\beta = \frac{L}{m} = \frac{17.78}{1.00} \Rightarrow \beta = 17.78$$

Reemplazando valores se tiene:

$$V_{cp} = \left(0.53 + \frac{1.1}{17.78} \right) \times \sqrt{175} \times 39.43 \times 51.87 \Rightarrow V_{cp} = 1601.35 \text{ ton}$$

Se escoge el menor: $V_{cp} = 1601.35 \text{ ton}$

$$\text{Luego: } \phi V_{cp} = 0.85 \times 1601.35 \Rightarrow \phi V_{cp} = 1361.15 \text{ ton}$$

$\phi V_{cp} > V_{up}$ Cumple la relación.

Determinación del refuerzo por flexión:

La zona crítica para flexión se produce en la cara del pilar analizando para la mayor carga neta.

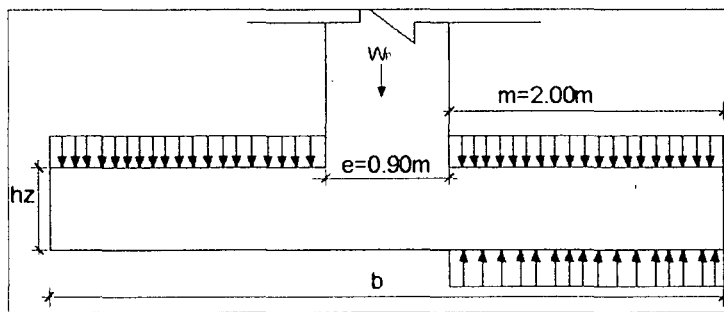


Figura 47. Esquema donde se produce la mayor carga neta.

Momento de diseño:

$$M_u = \frac{\sigma_u \times b \times m^2}{2} = \frac{6.23 \times 100 \times 1.00^2}{2} \Rightarrow M_u = 3.115 \text{ ton}$$

Cálculo del acero principal:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

Realizando iteraciones se tiene:

$$a = 0.45 \text{ cm} \quad A_s = 1.58 \text{ cm}^2 \quad a = 0.45 \text{ cm}$$

Según el A.C.I. 2002:

$$A_{s_{MIN}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 51.87 \Rightarrow A_{s_{MIN}} = 9.34 \text{ cm}^2$$

Como: $A_{s_{MIN}} (9.34 \text{ cm}^2) > A_s (1.58 \text{ cm}^2)$, tomaremos $A_{s_{MIN}} = 9.34 \text{ cm}^2$

Separación entre varillas:

Tomando varillas de $\phi 5/8"$ ($A_s = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_{s_{MIN}}}{A_s} = \frac{1.98}{9.34} \Rightarrow S = 0.21 \text{ m}$$

Usar: $\phi 5/8" @ 0.20 \text{ m}$

Acero secundario:

$$A_{s_{MIN}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 51.87 \Rightarrow A_{s_{MIN}} = 9.34 \text{ cm}^2$$

Tomando varillas de $\phi 5/8"$ ($A_s = 1.98 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{1.98}{9.34} \Rightarrow S = 0.21 \text{ m} \Rightarrow \text{Usar: } \phi 5/8" @ 0.20 \text{ m} \text{ (Se colocará solo para efectos constructivos)}$$

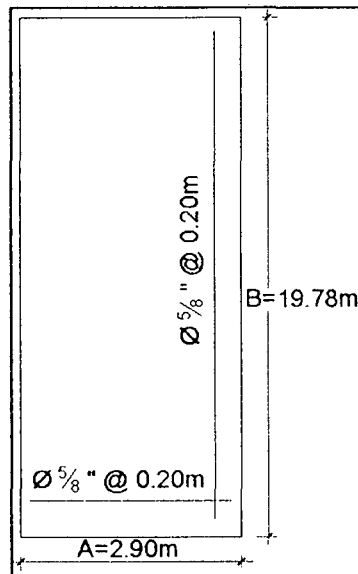


Figura 48. Distribucion del acero para la zapata del pilar.

Verificación al aplastamiento o transferencia de esfuerzos en la base del pilar:

$$\text{Esfuerzo de contacto actuante: } f_{ua} = \frac{Nu}{e \times L} = \frac{357.27}{0.90 \times 17.78} \Rightarrow f_{ua} = 2.23 \text{ kg/cm}$$

Esfuerzo permisible de aplastamiento: ($\phi = 0.70$ coeficiente de aplastamiento)

$$f_{uc} = 0.85 \times \phi \times f'_c = 0.85 \times 0.70 \times 175 \Rightarrow f_{uc} = 104.125 \text{ kg/cm}^2$$

$f_{ua} < f_{uc}$ Todos los esfuerzos se transmitirán a la base del pilar.



CAPITULO VI

MATERIALES Y METODOS

6.1 MATERIALES

6.1.1 Recursos Humanos:

- ↓ Tesista.
- ↓ Asesor.
- ↓ Técnico en mecánica de suelos – Laboratorio de Mecánica de Suelos (FIC-UNSM-T).
- ↓ Peones (excavación de calicatas, transporte de equipos).
- ↓ Digitador (a) de textos.

6.1.2 Materiales:

- ↓ Información existente (topografía, hidrológica, etc), proporcionada por el PEAM.
- ↓ Material informático (Cd's, diskettes, tinta, etc).
- ↓ Muestras de suelos.

6.1.3 Recursos de Equipos:

- ↓ De muestreo (mecánica de suelos).
- ↓ Laboratorio de mecánica de suelos de la FIC – UNSM – T.
- ↓ Equipo de cómputo e impresión de textos y planos.

6.1.4 Otros Recursos:

- ↓ Software AUTOCAD versión 2005.
- ↓ Microsoft Excel versión 2003.
- ↓ Microsoft Word versión 2003.
- ↓ Movilidad local y hacia la zona del estudio.
- ↓ Copias, impresión, anillados y empastado.

6.2 METODOLOGIA

6.2.1 Universo, Muestra y Población:

a. Universo:

Esta conformado por toda la información técnica existente acerca del proyecto, así como de las diferentes teorías, leyes y principios de la hidráulica en general.

b. Población:

La población esta constituida, por las formulas y teorías de la hidráulica para el diseño de bocatoma, así como de cada un de sus componentes estructurales.

c. Muestra:

La muestra, está conformada por la bocatoma, como componente del proyecto de irrigación el Avisado – valle la Conquista.

6.2.2 Sistema de Variables:

Para el diseño hidráulico y estructural se tiene:

f. Variable dependiente: Caudal de diseño (Q_d) en el río.

g. Variable independiente: Caudal de captación (Q_c) hacia el canal.

6.2.3 Diseño experimental de la investigación:

El diseño experimental del presente trabajo de investigación es netamente de ingeniería aplicada.

6.2.4 Diseño de instrumentos:

El diseño se ha planteado, conociendo el valor de las variables, como son: caudales de diseño (Q_d) y de captación (Q_c) para el diseño hidráulico y para el diseño estructural; capacidad portante del suelo de fundación y resistencia de los materiales a ser utilizados.

6.2.5 Procesamiento de la información

Comprende la aplicación y desarrollo de los diferentes instrumentos necesarios para realizar el diseño hidráulico y estructural de la bocatoma.

6.2.5.1 Diseño hidráulico de la bocatoma

a. Consideraciones para el diseño hidráulico:

⊕ Caudal de diseño (Q_d)

⊕ Caudal de captación (Q_c)



⊕ Cedula de cultivo.

b. Diseño hidráulico:

- ⊕ Diseño hidráulico del barraje.
- ⊕ Diseño hidráulico de la poza de amortiguación.
- ⊕ Diseño hidráulico de las ventanas de captación.
- ⊕ Diseño hidráulico del canal de limpia.
- ⊕ Diseño hidráulico de los muros de encauzamiento.

6.2.5.2 Diseño estructural de la bocatoma

a. Consideraciones para el diseño estructural:

- ⊕ Capacidad portante/admisible del suelo de fundación.
- ⊕ Resistencia del concreto: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ⊕ Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

b. Diseño estructural:

- ⊕ Diseño estructural del barraje.
- ⊕ Diseño estructural de las rejillas de las ventanas de captación.
- ⊕ Diseño estructural de los muros de encauzamiento.
- ⊕ Diseño estructural del puente de maniobras para las compuertas.



CAPITULO VII

RESULTADOS

7.1 RESULTADOS

Luego de haber realizado el análisis hidráulico y estructural, se obtuvieron los siguientes resultados:

7.1.1 RESULTADOS DEL ANALISIS HIDRAULICO

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO	
Coordenadas	258692E;935438N
Caudal Máxima Avenida	$Q = 142.00m^3 / seg$
Caudal de Diseño	$Q_D = 170.40m^3 / seg$
Caudal a Derivar	$Q_d = 2.86m^3 / seg$
Pendiente del cauce	$S = 0.0008$
Cota del cauce del río	$C_o = 820.35 m.s.n.m.$
Rugosidad	$n = 0.035$

ESTRUCTURA	DIMENSIONES		
	ALTURA	LONGITUD	ANCHO
BARRAJE FIJO	$P = 1.40m$	$L = 24.40m$	-----
COMPUERTA DE LIMPIA	$b = 1.40m$	$L = 3.50m$	-----
TANQUE AMORTIGUADOR	$S = 1.50m$	$L_p = 10.00m$	$b = 24.40m$
ENROCADO (Aguas arriba del barraje)	$e = 1.10m$	$L = 5.00m$	$b = 28.80m$
ESPESOR DEL COLCHON AMORTIGUADOR	$e = 0.80m$	$L = 10.00m$	$b = 24.40m$
VENTANA DE CAPTACION	$h = 0.85m$	$L = 2.00m$	-----
SECCION DE LAS REJILLAS	-----	$b = 4"$	$t = 3/4"$
COMPUERTA DE REGULACION	$h = 0.65m$	$b = 1.20m$	-----
CANAL DE LIMPIA	-----	$L = 3.5m$	$b = 1.057m$
LONGITUD DE PERCOLACION	-----	$L = 14.04m$	-----
TIRANTE CONJUGADO MENOR	$d_1 = 0.725m$	-----	-----
TIRANTE CONJUGADO MAYOR	$d_2 = 2.86m$	-----	-----
TIRANTE NORMAL DEL RIO	$d_n = 1.59m$	-----	-----

7.1.2 RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

↓ BARRAJE

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO	
• Coeficiente de volteo	$C.v \geq 2.00$
• Coeficiente de deslizamiento	$C.d \geq 1.50$
• Esfuerzo compresión del concreto	$f'c = 210kg/cm^2$
• Esfuerzo de flexión del acero	$fy = 4200kg/cm^2$
• Capacidad portante del suelo	$\gamma_i = 1.10 kg/cm^2$

PRIMERA CONDICION DE TRABAJO (Aqua a nivel del Cimacio - Estiaje)

• Fuerza Hidrostática	$F_H = 1.421ton$
• Fuerza debido a la Supresión	$S_p = 2.041ton$
• Fuerza debido al Peso Propio de barraje	$W = 32.813ton$
• Fuerzas debido al Sismo	
Componente Horizontal	$S_H = 3.281ton$
Componente Vertical	$S_V = 1.641ton$
Empuje del agua debido al sismo	$Ve = 0.482ton/m$
Momento de volteo	$Me = 0.278ton - m/m$

ANALISIS DE ESTABILIDAD

TIPO DE ANALISIS	COEFICIENTE	ACCION EN EL TERCIO CENTRAL	COMENTARIO
Análisis al Volteo	$5.23 \geq 2$	Cae en el tercio central	No se producirá volteo
Análisis al Hundimiento	$\sigma_1; \sigma_2 < \sigma_i$		No se producirá hundimiento
Análisis al Deslizamiento	$2.24 \geq 1.5$		La estructura no estará expuesta al deslizamiento, pero para mayor seguridad se colocara un dentellón.

SEGUNDA CONDICION DE TRABAJO (Caudal Máximo)

• Fuerza Hidrostática	$F_H = 3.188ton$
• Fuerza debido a la Supresión	$S_p = 4.365ton$
• Fuerza debido al Peso Propio de barraje	$W = 32.813ton$
• Fuerzas debido al Sismo	
Componente Horizontal	$S_H = 3.281ton$
Componente Vertical	$S_V = 1.64ton$
Empuje del agua debido al sismo	$Ve = 0.482ton / m$
Momento de volteo	$Me = 0.278ton - m / m$

ANALISIS DE ESTABILIDAD

TIPO DE ANALISIS	COEFICIENTE	ACCION EN EL TERCIO CENTRAL	COMENTARIO
Análisis al Volteo	$3.392 \geq 2$	Cae en el tercio central	No se producirá volteo
Análisis al Hundimiento	$\sigma_1, \sigma_2 < \sigma_c$		La estructura no estará sujeta a hundimiento
Análisis al Deslizamiento (Sin el dentellón)	$1.54 \leq 1.5$		Se producirá deslizamiento, pero por seguridad contra el deslizamiento se construirá un dentellón.
Análisis al Deslizamiento (Con el dentellón)	$54.41 \geq 4.00$		La estructura al poseer un dentellón no sufrirá deslizamiento alguno.

↓ MUROS DE ENCAUZAMIENTO

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO	
• Peso volumétrico compactado	$\gamma_s = 1.70ton / m^3$
• Esfuerzo del terreno	$\gamma_t = 1.10kg / cm^2$
• Angulo de fricción del suelo	$\phi = 30^\circ$
• Esfuerzo a la compresión del concreto	$f'c = 175kg / cm^2$
• Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y = 4200kg / cm^2$
• Factor de seguridad al deslizamiento	$F.S.D. = 1.50$
• Factor de seguridad al volteo	$F.S.V. = 2.00$



Elementos del Muro de Encauzamiento	
Altura del muro sobre el cauce del río	$hp_1 = 3.50m$
Altura enterrada del muro	$hp_2 = 2.30m$
Altura de la pantalla	$hp = 5.80m$
Altura de la zapata	$hz = 0.60m$
Altura total del muro de encauzamiento	$h = 6.40m$
Espesor del muro en la superficie	$t_1 = 0.30m$
Espesor del muro en la base	$t_2 = 0.50m$
Ancho del talón posterior de la zapata	$B_1 = 2.50m$
Ancho del talón anterior de la zapata	$B_2 = 1.50m$

Acero en el Muro de encauzamiento (Pantalla)	
A_s (Parte inferior)	Utilizar $\phi 5/8" @ 0.10m$
A_s (Parte superior)	Utilizar $\phi 5/8" @ 0.10m$ prolongando el 50% del A_s de la parte inferior.
Refuerzo horizontal en dos capas	
Refuerzo parte inferior	Utilizar: $\phi 1/2" @ 0.20m$ en la cara expuesta. $\phi 3/8" @ 0.25m$ en la cara protegida.
Refuerzo parte Media	Utilizar: $\phi 1/2" @ 0.25m$ en la cara expuesta. $\phi 3/8" @ 0.30m$ en la cara protegida.
Acero por montaje	Utilizar: $\phi 3/8" @ 0.30m$

Acero en el Muro de encauzamiento (Zapata)	
A_s (Zapata posterior - TALON)	Utilizar: $\phi 5/8" @ 0.20m$
A_s (Zapata anterior - PUNTA)	Utilizar: $\phi 5/8" @ 0.20m$
Acero por montaje	Utilizar: $\phi 5/8" @ 0.20m$

↓ LOSA DE OPERACION

Losa de Operación – Puente de maniobras	
Longitud	$L = 3.50m$
Ancho	$b = 2.00m$
Espesor	$h = 0.20m$
Acero principal	Utilizar: $\phi 3/8" @ 0.20m$
Acero transversal o temperatura	Utilizar: $\phi 3/8" @ 0.20m$

↓ PILAR

Pilar	
Espesor del pilar	$e = 0.90m$
Longitud total del pilar	$L = 18.23m$
Altura total del pilar	$Ht = 3.50m$
Acero principal	Utilizar: $\phi 5/8" @ 0.15m$ en dos capas (anterior y posterior)
Acero horizontal	Utilizar: $\phi 1/2" @ 0.15m$ en dos capas (anterior y posterior)
Zapata del pilar	
Área de la zapata	$Az = 35.68m^2$
Ancho de zapata	$A = 1.90m$
Longitud de zapata	$B = 18.78m$
Altura de la zapata	$hz = 0.60m$
Acero principal	Utilizar: $\phi 5/8" @ 0.20m$
Acero secundario	Utilizar: $\phi 5/8" @ 0.20m$

CAPITULO VIII

DISCUSIÓN Y ANALISIS DE RESULTADOS

8.1 DISCUSIÓN

- ↓ Selección de alternativas: No ha sido necesaria la selección de alternativas debido a que el diseño hidráulico y estructural de la bocatoma como estructura de carácter o tipo permanente, constituye por sí una sola alternativa.
- ↓ Contratación de con la hipótesis: Los resultados del diseño hidráulico y estructural de la bocatoma, obtenidos en el presente trabajo de investigación, ameritan que puedan formar parte de los estudios definitivos de ingeniería del proyecto de irrigación el Avisado – valle la Conquista.
- ↓ El dimensionamiento hidráulico de los diversos componentes de la bocatoma se ha realizado en base al caudal de diseño, que para este caso es ligeramente mayor al caudal máximo, como factor de seguridad debido a las causas hidrológicas de la cuenca del río Mayo, a la cual pertenece la fuente de abastecimiento del proyecto.
- ↓ El diseño estructural realizado, ha sido sometido a la evaluación de las dos condiciones extremas a la que va estar sometida la estructura en su conjunto, una es a caudal mínimo o de estiaje y la otra a caudal máximo, los resultados obtenidos superar las condiciones o exigencias para tal fin.
- ↓ Si bien es cierto que no se ha realizado el cálculo del caudal de derivación, este ha sido determinado en función a la información obtenida de otro trabajo de investigación (tesis), actualmente en ejecución.
- ↓ Si bien es cierto la pendiente del cauce del río es variable en todo su recorrido, en el punto de trabajo de investigación se ha uniformizado el valor de la



pendiente a $S = 0.0008$ en el tramo de influencia de la estructura de captación proyectada.

- ✚ La longitud de percolación 14.67 m que ocurrirá por debajo del solado, para la condición más desfavorable (Máximas Avenidas), es suficiente para disminuir la velocidad de filtración y el arrastre de material fino que pueda originar el fenómeno de tubificación y poner en riesgo la estabilidad de la estructura.
- ✚ Los daños que causan el material transportado por el río ya sea por arrastre o suspensión, constituye un problema para el revestimiento que se le da a la bocatoma y en especial al perfil del barraje fijo. El concreto armado o simple es un material de construcción por excelencia ya que permite dar cualquier forma en condiciones muy económicas, pero no es un material que resista en forma adecuada al efecto abrasivo que produce el paso de sólidos a través de la estructura.



CAPITULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 CONCLUSIONES

1. El río Avisado constituye la fuente de abastecimiento de agua para irrigar las tierras que comprende el proyecto.
2. Con la construcción de la captación y derivación del agua de riego, al canal principal, se incrementará el rendimiento de los cultivos.
3. El caudal medio anual del río Avisado en la zona de captación es de $6.18 m^3 / seg$, lo que garantiza satisfacer el requerimiento de agua del proyecto que es $2.86 m^3 / seg$.
4. La estructura de captación proyectada se ubica en la cota $820.35 m.s.n.m.$, en la margen izquierda del río Avisado, y constituye una estructura de tipo permanente, de concreto con barraje fijo y canal de limpia.
5. El bocal de captación ha sido diseñado para la condición de no permitir el paso de material sólido de arrastre que generalmente se acumula delante de la ventana de captación.
6. Los componentes estructurales que conforma la bocatoma han sido diseñados para un caudal de $Q = 170.40 m^3 / seg$, para un período de retorno de 100 años.
7. Se ha proyectado un dentellón ó pantalla delante del barraje fijo de $4.20 m$; para protegerlo del efecto de deslizamiento.
8. Las condiciones geológicas y geomorfológicas no son las más difíciles si no las normales de la región, donde no hay estructura geológica que amenace la estabilidad de las obras del proyecto; sólo aquellas ligadas a los sismos como son fallas regionales que existen en la cuenca del Alto Mayo y que han sido considerados en el diseño.
9. La forma rectangular de las zapatas que conforman el cimiento de la bocatoma han sido adecuados a las condiciones geotécnicas del suelo de sustentación.



9.2 RECOMENDACIONES

1. Durante la fase operativa en la época de máximas avenidas se debe abrir la compuerta del canal de limpia, para que la ventana de captación tenga un funcionamiento hidráulico normal.
2. Para la protección contra la erosión de las estructuras proyectadas, es importante el uso roca pesada como en la construcción de los enrocados.
3. El nivel de cimentación se verificará, durante el proceso constructivo y de ser necesario se realizaran las mejoras de suelo correspondiente.
4. Para disminuir la sub-presión en el solado se deberá colocar una capa de material permeable de granulometría adecuada, que facilite el paso de las líneas de corriente sin transporte de sólidos, para evitar efecto de tubificación.
5. El mantenimiento de las estructuras de captación, se deberá realizar periódicamente, y con mayor énfasis en la toma en épocas de avenidas. Se deberán tener izadas las compuertas del canal de limpia, y realizar la limpieza en la ventana de captación (eliminación de palizadas y sedimentos).
6. Durante la ejecución de los trabajos de excavación para la cimentación de la bocatoma, se recomienda la inspección a cargo de un profesional en la especialidad de suelos, de tal manera de poder verificar las condiciones mas favorables para la estructura, caso contrario se puedan tomar las medidas correctivas.
7. Durante la fase de operación de la bocatoma se deberá disponer personal permanente para el control operacional, para lo cual será necesario que la entidad responsable de la administración de las obras acondicione caseta de operación.



CAPITULO X

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS HIDROLOGICAS EN LA CUENCA ALTA DEL RIO MAYO.
PEHCBM, 1988.
2. DETERMINING CONSUMPTIVE ~ USE AND IRRIGATION WATER REQUERIMENTS.
BLANEY & CRIDDLE. MC GRAW HILL. 1992.
3. DISEÑO DE BOCATOMAS.
ALFREDO MANSÉN VALDERRAMA. UNI – FIC. LIMA, 1983.
4. DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS
U.S.A. BUREAU OF RECLAMATION. 1994.
5. DISEÑO DE BOCATOMA. TESIS DE GRADO.
MANUEL ALFARO GONZALES. UNI – FIC. LIMA 1981.
6. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CANALES
FRANCISCO CORONADO DEL AGUILA. UNI – FIC. LIMA 1992.
7. DISEÑO HIDRAULICO DE CAPTACION. INFORME DE INGENIERIA.
DEL CASTILLO BRAVO, CESAR ENRIQUE. UNI – FIC. LIMA 1997.
8. DISEÑO DEL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE RIEGO: AVISADO AGUA Y AGRO ASOCIADOS – LIMA. 2002.
9. ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DEL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE RIEGO YURACYACU.
PEAM, 1998.
10. ESTUDIO GEOLOGICO Y GEOTECNICO DE LA UBICACIÓN DE LA BOCATOMA PRINCIPAL DEL RIO AVISADO. PROYECTO DE IRRIGACION: PUEBLO LIBRE – ATUMPLAYA.
FEDERICO CUBAS QUIROZ. PEAM, 1994.
11. ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA CARRETERA TARAPOTO – MOYOBAMBA – RIOJA.



12. ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO AVISADO. PEAM.
CESAR RODRIGUEZ VILLANUEVA. 1999.
13. ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO MAYO.
PEAM.
14. ESTRUCTURAS DE DERIVACION
MANSEN, DE PIEROLA, VIVAR. UNI – FIC. LIMA 1993.
15. HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS
VEN TE CHOW. MC GRAW HILL. MEXICO, 1982.
16. HIDRAULICA DE TUBERIAS Y CANALES
ARTURO ROCHA FELICES. UNI – FIC.
17. HIDROLOGIA
MAXIMO VILLON BEJAR. 2ª EDICION. LIMA, 2002.
18. HIDROLOGIA APLICADA.
VEN TE CHOW, MAIDMENT, MAYS. MC GRAW HILL. BOGOTA, 1994.
19. HIDROLOGIA PARA INGENIEROS
LINSLEY, KOHLER, PAULUS. MC GRAW HILL. BOGOTA, 1977.
20. IRRIGACION
CESAR A. ROSELL CALDERON. COLECCIÓN DEL INGENIERO CIVIL.
COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU. LIMA, 1993.
21. MECANICA APLICADA DE FLUIDOS
ROBERT L. MOTT. PRENTICE – HALL. HISPANOAMERICA. MEXICO, 1996.
22. MECANICA DE SUELOS
JUAREZ BADILLO. MC GRAW HILL. MEXICO, 1992.
23. APUNTES DE CLASES
CURSOS: HIDROLOGIA E IRRIGACIÓN
ING. JOSE DEL CARMEN PIZARRO BALDERA. UNSM – FIC. TARAPOTO.
ING. DANIEL DIAZ PEREZ. UNSM – FIC. TARAPOTO.
CURSO: GEOLOGIA GENERAL Y APLICADA
ING. FEDERICO CUBAS QUIROZ. UNSM – FIC. TARAPOTO.
CURSOS: CONCRETO ARMADO I Y II
ING. SANTIAGO CHAVEZ CACHAY. UNSM – FIC. TARAPOTO.



CAPITULO XI

ANEXOS

ANEXOS



CUADROS



CUADRO 1.1. Promedios Mensuales de Precipitación y Temperaturas (Rioja: 1972-1998 y Yuracyacu: 1964-1970)

Precipitación (mm)

Estación	MESES												Promedio Anual
	Ene	Feb	Mar	Abr.	May	Jun	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	
Rioja	94.8	137.5	156.0	125.5	81.0	58.8	51.1	69.5	73.7	138.5	141.8	140.5	1,268.7
Yuracyacu	85.0	100.0	126.0	161.0	111.0	60.0	37.0	48.0	102.0	162.0	209.0	149.0	1,360.0

Fuente: CORPAC S.A. – Rioja; Estación Pluviométrica Yuracyacú.

Temperatura Máxima (°C)

Estación	MESES												Promedio Anual
	Ene	Feb	Mar	Abr.	May	Jun	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	
Rioja	28.3	28.2	27.9	27.9	27.7	27.9	27.7	28.0	28.6	29.1	28.4	28.0	28.1

Fuente: CORPAC S.A. – Rioja; Estación Pluviométrica Yuracyacú.

Temperatura Mínima (°C)

Estación	MESES												Promedio Anual
	Ene	Feb	Mar	Abr.	May	Jun	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	
Rioja	17.7	17.7	17.8	17.6	17.2	16.3	16.0	16.0	16.5	17.3	17.6	17.9	17.1

Fuente: CORPAC S.A. – Rioja; Estación Pluviométrica Yuracyacú.



CUADRO N° 1.2. Población del Avisado según sexo y rango de edad - Año 2000.

Rango	Total	%	Hombres	%	Mujeres	%
0 - 5	280	15.7	177	9.9	103	5.8
6 - 14	454	25.4	218	12.2	236	13.2
15 - 64	1037	58.1	589	33.0	448	25.1
65 - 90	14	0.8	9	0.5	5	0.3
Total	1785	100.0	993	55.6	792	44.4

Fuente: PEAM.

CUADRO N° 1.3. Distribución de la población económicamente activa por sexo y actividad económica - Año 2000

Actividad Económica	Hombres	%	Mujeres	%	Total	%
Agricultura	730	70.3	245	23.6	975	93.9
Ganadería	-	-	7	0.7	7	0.7
Comercio	12	1.2	6	0.6	18	1.8
Transporte	6	0.6	-	-	6	0.6
Topografía	6	0.6	-	-	6	0.6
Restaurante	-	-	19	1.8	19	1.8
Adm. Pública	-	-	6	0.6	6	0.6
TOTAL	754	72.7	283	27.3	1,037	100

Fuente: PEAM.

CUADRO N° 1.4. Fuerza laboral del sistema Avisado.

Grupos de edad	Población		Coeficiente Laboral		Fuerza Laboral		Total
	Hombres	Mujeres	Hombres	Mujeres	Hombres	Mujeres	
6 - 14	218	236	0.50	0.30	109	71	180
15 - 64	589	448	1.00	0.60	589	269	858
65 - 90	9	5	0.75	0.40	7	2	9
Total	816	689	-	-	705	342	1047

Fuente: PEAM.

CUADRO N° 2.1: Alcances de los levantamientos topográficos.

Canal El Luchador	2240 m.
Canal 24 de Junio	4340 m.
Canal La Conquista	4019 m.
Canal Madre de Dios	1617 m.
Canal Chotanito	2857 m.
Canal Norteño	2912 m.
Canal Chotano	205 m.
Canal Jordán	1280 m.
Canal Taime	4503 m.

Fuente: PEAM.

CUADRO 2.2. Coordenadas geográficas UTM

	BM	Coordenadas		Cota
		Este	Norte	
Bocatoma	BM-00	258,648.616	9'354,389.963	824.062
	BM-BC	258,685.938	9'354,357.446	824.062
	BM-BT	258,727.672	9'354,218.875	823.641
Canal Luchador	BM-0.5	258,599.439	9'353,057.785	820.343
	BM-1.5	259,079.766	9'352,417.804	818.263
	BM-2.0	259,540.886	9'352,236.656	817.380
Canal 24 Junio	BM-2.5	260,020.911	9'352,079.203	816.890
	BM-3.0	260,494.516	9'352,073.123	816.560
	BM-3.5	260,773.701	9'351,724.860	816.382
	BM-4.0	261,168.303	9'351,415.966	816.569
	BM-5.5	261,674.987	9'350,254.013	816.404
Canal Taime	BM-Hito 1	259,782.638	9'351,996.393	817.742
Canal Jordán	BM-05	257,898.484	9'352,234.458	818.000

Fuente: PEAM.



CUADRO N° 2.3: Características de las estaciones utilizadas en el estudio.

N°	Estación	Latitud S	Longitud W	Altitud (msnm)	Parámetros	Período Registro
CLIMATOLOGICAS						
1	Moyobamba	06° 02'	76° 58'	812	P;T;HR;E	1951-2001
2	Rioja	06° 05'	77° 10'	848	P;T;E	1951-1998
3	La Conquista	05° 52'	77° 11'	812	P;T	1996-2001
4	Shimpiyacu	05° 52'	77° 14'	815	P;T	1996-2001
5	San José	05° 43'	77° 22'	874	P;T	1996-2001
6	Pueblo Libre	06° 05'	77° 10'	825	P;T	1996-2001
7	Buenos Aires	05° 55'	77° 04'	815	P;T	1996-2001
HIDROMETRICA						
1	Bocatoma	05° 50'	77° 12'	840	Q	1996-1999

Fuente: PEAM



CUADRO N° 2.4: Precipitación mensual (mm) – Estación Moyobamba

Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Total
1951	118.8	147.7	171.3	60.2	44.7	155.9	141.3	43.3	62.3	37.4	193.9	173.6	1350.4
1952	174.6	71.7	85.5	144.9	135.5	124.4	127.3	106.7	107.6	107.1	64.7	89.8	1339.8
1953	181.2	169.0	27.1	53.8	70.5	153.1	61.1	183.0	171.4	172.7	67.1	86.3	1396.3
1954	69.1	38.0	155.2	148.1	35.6	60.6	51.7	58.6	102.2	124.2	94.3	60.9	998.5
1955	93.2	110.9	130.6	68.4	79.3	102.7	37.8	56.7	150.7	221.3	194.6	117.2	1363.4
1956	105.4	78.4	145.3	179.0	209.4	99.5	63.7	124.3	289.5	292.6	97.9	185.1	1870.1
1957	167.5	179.0	89.9	141.1	43.9	211.9	43.7	173.1	132.7	34.8	162.5	62.8	1442.9
1958	115.5	89.7	182.5	202.8	33.8	99.7	19.2	93.0	137.8	99.1	99.0	45.4	1217.5
1959	183.6	206.0	137.0	185.0	54.0	102.0	50.0	44.0	61.0	25.0	79.9	217.5	1345.0
1960	110.0	126.5	220.0	174.0	93.5	77.0	13.0	75.0	107.0	251.0	101.0	84.0	1432.0
1961	57.0	68.0	207.0	102.0	71.0	37.0	24.0	12.5	118.5	63.5	115.0	82.0	957.5
1962	162.0	158.8	128.6	178.8	83.8	9.0	31.0	38.0	135.4	144.6	135.7	106.8	1312.5
1963	158.0	230.0	162.0	142.0	44.0	15.0	66.0	37.0	68.0	183.0	161.0	101.0	1367.0
1964	115.0	135.0	142.0	168.0	105.0	61.0	85.0	189.0	230.0	188.0	219.0	149.0	1786.0
1965	212.4	199.9	265.2	228.9	97.6	155.0	24.6	40.0	140.7	65.2	132.4	56.4	1618.3
1966	151.0	138.0	171.0	84.0	242.0	34.0	35.0	65.0	197.0	197.0	57.0	95.0	1466.0
1967	265.0	191.0	250.0	239.0	106.0	101.0	51.0	66.0	130.0	221.0	40.0	101.2	1761.2
1968	207.1	204.1	133.0	192.2	44.8	58.0	84.0	152.5	145.5	239.0	128.9	54.8	1643.9
1969	113.2	117.2	86.9	229.2	89.9	196.1	30.3	89.2	84.6	336.8	127.1	137.8	1638.3
1970	257.1	27.7	352.1	227.8	87.6	135.4	58.1	28.3	188.9	102.0	289.8	145.2	1900.0
1971	213.3	138.3	237.9	98.3	86.5	64.6	78.9	65.0	198.4	69.6	138.3	100.3	1489.4
1972	199.7	58.6	212.7	267.7	86.9	74.5	82.2	97.1	182.8	123.6	86.8	77.6	1550.2
1973	178.7	143.5	170.1	201.0	73.3	93.0	64.9	42.9	79.5	55.8	122.7	83.9	1309.3
1974	149.5	147.0	105.0	100.2	79.8	146.1	69.8	87.5	60.6	71.0	95.2	263.5	1375.2
1975	170.3	134.3	258.2	100.2	150.3	127.4	69.9	90.7	146.2	93.9	152.7	96.3	1590.4
1976	190.7	58.3	134.4	73.1	83.7	100.4	45.5	55.2	98.3	95.5	161.5	124.3	1220.9
1977	79.4	206.1	292.1	148.1	48.0	111.3	61.1	58.1	121.4	180.5	115.4	56.6	1478.1
1978	139.4	88.2	132.2	122.7	67.4	32.9	71.8	51.7	147.0	133.9	111.7	13.7	1112.6
1979	130.9	40.2	151.0	90.9	51.6	36.3	145.7	40.2	103.1	116.8	116.1	64.4	1087.2
1980	135.2	106.6	183.9	99.4	46.6	53.4	27.3	102.1	27.8	183.6	183.6	161.4	1310.9
1981	100.2	126.0	218.3	117.5	51.6	40.8	36.0	65.3	17.0	139.0	101.2	121.9	1134.8
1982	77.7	93.0	230.0	143.4	29.0	94.9	90.0	37.0	79.0	134.0	228.0	156.0	1392.0
1983	190.0	266.0	165.0	137.0	64.0	44.0	14.0	84.0	43.0	76.0	143.0	241.0	1467.0
1984	76.0	152.0	162.0	133.0	27.2	124.1	28.2	53.8	152.3	53.8	243.0	217.9	1423.3
1985	101.2	140.0	35.0	45.6	18.0	88.3	108.9	48.9	51.8	106.0	71.0	28.0	842.7
1986	35.0	63.0	73.0	26.0	52.5	41.0	9.0	29.0	33.0	139.4	59.0	37.0	596.9
1987	73.0	43.0	30.0	115.0	91.0	15.6	65.0	36.0	72.6	22.0	83.0	96.0	742.2
1988	127.0	83.5	188.6	106.1	85.5	67.1	24.7	40.0	124.9	83.6	59.3	67.8	1058.1
1989	83.4	70.3	101.0	114.9	61.4	120.9	55.0	24.5	138.2	183.1	81.4	52.7	1086.8
1990	121.1	94.0	164.9	197.9	38.3	48.9	59.9	81.2	146.3	199.8	116.8	134.5	1403.6
1991	56.3	234.4	162.9	207.9	190.0	69.1	59.3	70.4	55.6	142.2	68.6	64.7	1381.4
1992	21.8	42.9	232.2	119.8	17.1	50.3	32.5	122.7	93.4	154.8	113.6	84.0	1085.1
1993	235.4	162.3	222.1	126.7	108.2	78.6	60.8	48.7	195.3	251.3	81.4	127.3	1698.1
1994	153.9	153.4	163.8	284.6	49.3	83.1	72.6	52.0	90.4	151.4	177.6	186.5	1618.6
1995	97.9	79.8	207.2	59.8	42.5	82.2	50.5	37.9	129.2	70.9	139.9	204.5	1202.3
1996	136.1	193.8	134.8	114.5	58.3	42.8	11.5	99.7	70.8	197.5	141.9	187.1	1252.7
1997	84.4	280.9	86.9	102.6	100.8	47.3	30.4	72.8	126.4	86.5	151.3	159.2	1329.5
1998	136.7	83.4	110.9	133.9	166.0	42.1	47.9	48.5	76.3	182.5	57.2	92.8	1178.2
1999	195.4	254.8	171.9	81.9	176.9	85.2	55.9	73.9	44.3	189.8	166.1	107.7	1603.8
2000	154.3	185.4	151.8	161.9	58.0	40.8	65.7	95.6	134.2	111.3	44.1	234.4	1437.5
2001	79.5	156.3	266.5	164.2	114.3	52.3	56.0	112.6	120.4	138.1	123.4	115.8	1499.5
Media	136.1	132.7	164.7	140.1	81.3	82.1	55.9	72.6	116.1	138.1	123.4	115.9	1356.2



CUADRO N° 2.5: Precipitación mensual (mm) – Estación Rioja

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Total
1951	170.4	107.7	350.0	157.0	54.8	117.5	29.8	44.1	46.0	124.2	112.8	115.7	1430.0
1952	202.1	56.6	135.1	98.4	48.7	105.3	112.0	133.9	76.3	176.5	209.7	121.0	1475.6
1953	69.8	106.8	155.4	130.4	66.1	75.2	124.9	82.6	97.2	155.0	308.6	108.8	1480.8
1954	121.2	51.1	145.5	68.4	78.9	48.3	59.3	17.5	65.5	95.9	162.0	124.7	1038.3
1955	152.8	132.4	155.9	81.8	112.8	114.7	101.1	33.8	89.4	132.7	129.9	154.7	1392.0
1956	122.4	206.9	228.6	157.2	97.2	70.9	93.1	41.8	119.2	182.7	96.3	132.2	1548.5
1957	142.5	122.3	117.5	99.2	38.0	180.9	117.5	203.8	155.7	144.5	160.3	129.0	1611.2
1958	137.8	133.5	148.5	106.3	114.3	165.2	109.0	98.6	161.7	279.1	253.3	95.5	1802.8
1959	168.5	134.0	202.7	146.2	143.6	50.6	97.7	58.0	85.1	154.3	146.8	293.5	1681.0
1960	135.9	245.6	234.1	202.0	168.6	197.1	59.7	88.0	74.4	62.6	138.1	94.9	1701.0
1961	84.0	200.3	124.1	176.6	130.3	48.0	17.2	27.3	148.1	258.8	102.0	45.6	1362.3
1962	221.2	287.1	231.8	131.8	73.6	24.5	53.5	115.3	235.6	212.3	181.0	90.1	1857.8
1963	191.8	140.3	88.0	120.6	82.3	35.7	44.7	60.5	245.6	189.6	140.1	348.9	1688.1
1964	131.6	118.6	134.5	276.1	115.0	112.0	72.5	155.5	135.5	256.2	72.7	176.0	1756.2
1965	40.1	224.4	154.9	178.7	91.1	58.2	117.0	34.3	67.2	68.9	181.7	94.4	1310.9
1966	118.7	47.4	184.3	66.0	238.9	42.7	73.9	43.8	57.5	164.8	153.8	88.1	1279.9
1967	176.7	159.0	92.8	131.9	58.7	44.8	60.9	49.5	74.8	176.8	162.0	169.8	1357.7
1968	167.5	161.4	120.0	302.7	67.4	83.1	80.7	38.7	195.3	210.8	95.7	112.4	1635.7
1969	120.2	114.1	185.6	173.8	74.4	158.7	81.4	110.6	185.6	225.7	132.8	178.1	1741.0
1970	207.8	111.6	214.1	103.3	83.0	112.5	49.8	14.7	36.0	119.4	87.6	149.9	1289.7
1971	143.7	250.6	250.7	95.9	215.9	67.7	102.1	42.2	86.1	76.1	166.9	115.6	1613.5
1972	119.1	93.4	255.0	216.7	115.6	91.8	111.5	103.6	266.3	111.2	100.2	87.8	1672.2
1973	169.3	115.9	66.3	194.3	116.1	36.7	51.6	89.2	70.5	273.2	156.7	97.3	1437.1
1974	193.5	104.1	162.1	148.7	158.6	84.3	188.8	233.0	283.8	395.8	150.7	139.3	2242.7
1975	99.0	339.9	241.5	116.9	100.6	146.0	153.1	80.9	77.8	82.3	146.1	190.6	1774.7
1976	184.8	113.0	149.2	116.6	115.6	69.9	20.8	123.1	173.1	138.5	201.1	137.7	1543.4
1977	36.8	196.3	248.5	185.5	74.0	95.6	81.0	95.1	80.7	196.1	153.0	129.8	1572.4
1978	102.5	108.4	145.5	103.9	104.4	14.8	101.2	62.5	112.4	202.0	191.0	84.6	1333.2
1979	90.3	40.4	193.5	125.9	154.3	34.1	77.0	108.5	110.9	180.5	315.8	91.0	1522.2
1980	121.6	135.5	237.5	77.5	62.2	56.5	77.2	61.4	30.1	40.8	205.9	132.9	1239.1
1981	107.0	124.0	142.6	93.4	180.4	199.2	4.6	138.5	94.1	167.0	149.4	126.6	1526.8
1982	248.6	148.8	184.5	105.4	107.3	113.6	69.1	30.4	118.8	93.4	210.6	100.8	1531.3
1983	104.7	131.2	144.4	81.6	33.8	35.4	48.8	67.9	230.8	237.6	101.0	224.6	1441.8
1984	193.4	137.1	143.3	124.4	89.2	57.1	41.1	50.9	135.3	83.2	146.2	100.5	1301.7
1985	208.1	67.9	151.3	150.9	121.2	68.6	54.8	76.7	139.8	131.2	320.2	115.5	1606.2
1986	227.0	184.9	337.5	189.4	128.2	33.9	41.4	50.5	233.0	134.4	241.9	243.9	2046.0
1987	129.4	212.4	155.2	198.4	148.5	38.1	81.9	62.9	92.5	229.0	277.0	139.6	1764.9
1988	126.6	171.4	290.0	151.2	54.5	39.6	13.3	61.3	27.2	177.8	176.5	223.9	1513.3
1989	222.8	207.0	231.3	129.0	97.2	135.9	35.0	41.9	77.5	159.5	96.2	39.9	1473.2
1990	169.9	295.2	219.3	151.0	84.1	73.7	62.7	60.9	155.0	115.2	129.3	99.4	1615.7
1991	63.6	189.0	234.8	252.6	256.1	154.2	46.6	47.7	89.4	77.9	178.1	61.4	1651.4
1992	144.3	117.8	257.2	135.5	49.4	47.6	56.8	84.5	75.7	100.1	156.6	104.2	1329.7
1993	83.7	246.8	355.1	162.7	126.3	47.8	49.0	58.9	96.3	162.0	159.0	115.3	1662.9
1994	138.0	170.7	201.8	328.0	92.3	114.0	116.0	35.0	82.2	200.0	225.0	251.0	1954.0
1995	147.0	65.0	317.0	122.0	33.0	51.0	104.0	59.0	52.7	70.2	143.0	231.0	1394.9
1996	134.4	149.3	179.2	134.4	104.5	74.7	74.7	74.7	119.4	149.3	164.2	134.4	1493.2
1997	121.7	135.3	162.3	121.7	94.7	67.6	67.6	67.6	108.2	135.3	148.8	121.7	1352.5
1998	137.8	153.1	183.7	137.8	107.2	76.6	76.6	76.6	122.5	153.1	168.4	137.8	1531.2
Media	142.7	151.4	192.6	147.1	105.5	82.7	74.3	75.0	118.6	159.7	166.8	137.5	1553.8



CUADRO N° 2.6: Precipitación mensual (mm) – Estación Buenos Aires

Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Total
1996	131.8	178.1	127.8	110.6	28.0	9.9	14.5	114.4	119.3	191.4	96.4	210.9	1333.1
1997	90.5	358.2	90.2	92.8	112.0	29.1	10.5	58.6	192.3	107.9	184.2	140.9	1467.2
1998	164.8	118.1	100.5	179.2	117.9	55.9	43.7	23.7	52.4	169.1	60.0	38.6	1123.9
1999	195.0	149.7	106.6	85.7	147.5	64.5	61.3	95.8	120.3	129.8	123.8	92.7	1372.7
2000	133.4	117.6	99.8	215.0	80.9	75.8	110.6	76.6	127.3	84.1	76.6	226.6	1424.3
2001	75.1	100.1	221.4	197.0	206.2	27.5	71.2	38.5	108.5	136.5	108.2	141.9	1432.1
Media	131.8	170.3	124.4	146.7	115.4	43.8	52.0	67.9	120.0	136.5	108.2	141.9	1358.9

Fuente: PEAM

CUADRO N° 2.7: Precipitación mensual (mm) – Estación Pueblo Libre

Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Total
1996	126.1	174.5	124.8	125.2	54.5	18.8	23.3	86.3	129.9	232.9	123.7	140.9	1360.9
1997	101.1	317.0	114.2	93.9	79.0	41.1	7.7	63.6	183.0	77.8	144.8	113.9	1337.1
1998	137.6	101.4	143.6	167.0	90.6	38.0	43.7	53.7	52.3	203.3	56.7	51.6	1139.5
1999	189.4	236.3	105.9	105.1	229.6	75.1	54.3	75.7	49.3	100.8	152.3	84.7	1458.5
2000	102.0	142.5	149.3	159.2	112.0	79.2	56.5	79.8	124.3	56.2	59.6	170.5	1291.1
2001	100.3	120.6	212.6	148.7	143.4	29.3	79.2	32.4	114.0	134.2	107.4	112.3	1334.4
Media	126.1	182.1	141.7	133.2	118.2	46.9	44.1	65.3	108.8	134.2	107.4	112.3	1320.3

Fuente: PEAM

CUADRO N° 2.8: Precipitación mensual (mm) – Estación San José

Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Total
1996	184.5	208.1	240.4	158.6	66.1	57.0	18.0	110.0	147.4	265.8	120.8	240.4	1817.1
1997	90.7	441.5	161.7	137.8	207.2	110.0	38.6	53.7	138.5	137.0	120.8	156.7	1794.2
1998	141.4	120.9	215.4	273.3	99.3	50.5	18.8	105.8	107.1	247.5	111.3	36.6	1527.9
1999	418.2	227.7	201.6	123.5	140.2	104.0	43.3	96.9	122.8	149.1	128.6	147.9	1903.8
2000	156.2	174.2	130.4	211.1	59.4	83.5	100.6	74.5	155.5	106.7	48.8	317.9	1618.8
2001	115.8	158.1	236.7	172.8	182.0	52.7	120.6	34.1	159.4	181.2	106.1	179.9	1699.4
Media	184.5	221.8	197.7	179.5	125.7	76.3	56.7	79.2	138.5	181.2	106.1	179.9	1726.9

Fuente: PEAM



CUADRO N° 2.9: Precipitación mensual (mm) – Estación Shimpiyacu

Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Total
1996	194.4	163.0	141.3	162.9	105.4	35.7	36.0	91.4	92.1	191.4	169.7	142.4	1525.7
1997	104.3	354.8	78.6	106.4	126.2	49.5	25.4	57.4	96.7	152.7	271.3	116.4	1539.7
1998	191.2	124.8	232.7	218.1	119.4	54.5	67.3	66.3	48.1	226.0	57.5	41.5	1447.4
1999	366.3	257.0	111.2	99.5	179.5	91.4	78.4	127.1	64.9	144.4	144.8	119.8	1784.3
2000	144.5	178.8	208.1	182.4	114.8	64.9	114.0	10.7	158.4	74.8	90.8	232.6	1574.8
2001	165.5	499.9	281.6	302.6	156.5	94.0	84.8	58.2	198.3	157.9	146.8	130.5	2276.6
Media	194.4	263.1	175.6	178.7	133.6	65.0	67.7	68.5	109.8	157.9	146.8	130.5	1691.4

Fuente: PEAM

CUADRO N° 2.10: Precipitación mensual (mm) – Estación la Conquista

Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Total
1996	114.0	153.0	115.9	119.7	49.4	15.8	67.7	100.0	39.8	109.6	114.7	94.5	1094.1
1997	69.3	323.4	104.3	77.6	107.1	40.4	16.6	42.8	149.4	53.0	209.9	83.8	1277.6
1998	126.6	136.7	68.7	141.1	86.1	47.4	32.0	57.4	107.5	113.5	35.8	67.3	1020.1
1999	187.8	190.7	118.3	111.3	250.1	37.8	66.8	68.2	70.7	43.1	107.1	58.3	1310.2
2000	93.6	136.1	134.1	215.0	57.3	94.9	91.9	61.6	71.5	52.1	69.2	175.7	1253.0
2001	92.8	142.1	156.5	137.5	139.9	44.0	63.6	25.1	122.3	74.3	107.3	95.9	1201.3
Media	114.0	180.3	116.3	133.7	115.0	46.7	56.4	59.2	93.5	74.3	107.3	95.9	1192.7

Fuente: PEAM

CUADRO N° 2.11: Temperatura media mensual (°C) – Estación valle la Conquista

Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Prom
1996		24.3	24.8	24.3	24.3	23.9	23.3	23.3	24.0	24.5	24.8	24.3	24.2
1997	24.2	23.5	24.3	24.3	23.9	24.2	23.9	23.3	24.4	25.2	25.5	24.9	24.3
1998	25.4	26.2	26.3	26.0	25.3	24.4	24.7	24.8	25.1	25.5	26.4	25.5	25.5
1999	24.1	24.0	25.1	24.1	23.8	24.3	23.4	23.8	24.6	24.7	25.2	24.8	24.3
2000	24.4	24.1	24.5	24.0	24.7	23.7	23.2	23.9		24.6	25.6	24.1	24.3
2001	23.9	23.5	24.0	24.3	24.4	23.4	23.7	23.1	23.0				23.7
Media	24.4	24.3	24.8	24.5	24.4	24.0	23.7	23.7	24.2	24.9	25.5	24.7	24.4

Fuente: PEAM

CUADRO N° 2.12: Temperatura media mensual (°C) – Estación Pueblo Libre

Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Prom
1996		23.6	24.0	23.9	24.3	24.1	23.4	23.3	23.8	24.1	24.7	23.8	23.9
1997	24.2	22.9	24.1	24.5	24.0	24.3	24.2	23.5	24.7	24.9	24.8	24.3	24.2
1998	24.4	25.2	25.1	25.3	25.2	24.4	24.4	24.5	24.9	24.4	25.0	25.1	24.8
1999	23.6	23.5	24.1	23.6	23.8	23.9	23.3	23.6	24.6	24.3	24.9	24.5	24.0
2000	24.1	23.4	23.8	23.6	24.5	24.1	23.2	23.7		24.6	25.4	24.2	24.1
2001	23.4	23.1	23.4	23.8	24.1	23.3	23.5	23.7	23.8				23.6
Media	23.9	23.6	24.1	24.1	24.3	24.0	23.7	23.7	24.4	24.5	25.0	24.4	24.1

Fuente: PEAM

CUADRO N° 2.13: Temperatura media mensual (°C) – Estación San José

Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Prom
1996		22.9	23.3	23.4	23.7	23.7	22.5	22.5	23.3	23.4	24.2	23.0	23.3
1997	23.8	22.6	23.3	23.4	23.1	22.9	22.8	22.4	23.7	24.1	24.3	23.4	23.3
1998	23.6	24.7	24.6	24.3	24.0	23.1	23.4	24.0	23.8	24.7	24.9	25.3	24.2
1999	23.6	23.5	23.6	23.6	23.5	23.2	22.4	22.6	23.1	24.0	24.6	24.3	23.5
2000	23.5	22.9	23.0	23.4	23.9	23.2	22.3	22.9		24.0	24.6	24.3	23.5
2001	22.9	22.3	22.6	22.5	23.4	22.4	22.8	23.0	23.4				22.8
Media	23.5	23.2	23.4	23.4	23.6	23.1	22.7	22.9	23.5	24.0	24.5	24.1	23.5

Fuente: PEAM



CUADRO N° 2.14: *Temperatura media mensual (°C) – Estación Buenos Aires*

Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Prom
1996					23.5	22.4	22.0	21.7	22.4	23.2	23.9	22.8	22.7
1997	23.3	22.1	23.1	23.2	22.6	22.5	22.5	22.2	23.1	23.9	23.5	23.3	22.9
1998	23.5	24.3	24.2	24.1	23.6	22.4	22.6	23.4	23.3	23.5	24.3	24.2	23.6
1999	22.5	22.4	22.9	22.4	22.2	22.3	21.7	21.9	22.6	22.9	23.3	23.2	22.5
2000	23.0	22.2	22.5	22.2	23.2	22.7	21.7	22.3		23.0	24.3	23.1	22.7
2001	22.1	21.6	22.1	22.6	22.6	22.0	21.9	21.9	22.3				22.1
Media	22.9	22.5	23.0	22.9	23.0	22.4	22.1	22.2	22.7	23.3	23.9	23.3	22.8

Fuente: PEAM₁



CUADRO N° 2.15: Humedad relativa mensual (%) – Estación Moyobamba

Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Prom
1964	78	80	79	81	79	75	77	76	81	78	81	79	78.7
1965	78	80	83	85	83	83	79	79	83	81	81	79	81.2
1966	82	80	82	81	82	78	78	75	78	81	80	81	79.8
1967	86	85	83	80	80	80	78	78	76	80	80	79	80.4
1968	84	85	85	80	80	80	82	83	80	84	82	81	82.2
1969	79	82	87	82	82	81	80	83	81	82	81	82	81.8
1970	84	82	86	85	85	83	83	80	81	80	84	83	83.0
1971	86	83	87	86	86	83	82	88	82	81	81	83	84.0
1972	86	83	86	84	84	84	83	82	84	81	78	84	83.3
1973	85	83	83	83	83	80	79	75	80	82	82	82	81.4
1974	83	81	82	82	82	83	81	82	80	77	76	81	80.8
1975	83	83	83	81	81	84	78	75	80	78	79	81	80.5
1976	82	83	82	81	81	82	78	81	81	78	79	82	80.8
1977	83	86	87										85.3
1978							85	83	85	86	85	88	85.3
1979	86	87	88	87	86								86.8
1980					83	84	84						83.7
...													
1996		86	85	86	81	78	74	80	80	83	80	84	81.5
1997	81	87	86	83	84	81	78	82	79	79	83	85	82.3
1998	85	82	85	87	83	83	80	79	80	83	81	79	82.3
1999	85	86	84	85	86	85	83	79	83	81	82	84	83.6
2000	84	84	84	87	85	85	84	83	84	83	78	85	83.8
2001	84	88	86	86	85	85	85	83	83				85.0
Media	83.2	83.6	84.4	83.6	82.9	81.9	80.5	80.3	81.1	80.9	80.7	82.2	82.5

Fuente: PEAM



CUADRO N° 2.16: Descargas del río Avisado (m³/s) – Estación Bocatoma

Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Prom
1996												2.79	2.79
1997	2.96	2.84	3.99	2.66	3.26		3.12	2.32	2.96	3.14	3.10	3.28	3.06
1998		3.63	3.12	3.12	3.51	3.18	2.39	1.47	1.82	3.20	3.67	2.11	2.84
1999	3.89				1.89	2.78	2.09						2.66
2000													
2001													
Media	3.43	3.24	3.56	2.89	2.89	2.98	2.53	1.90	2.39	3.17	3.39	2.70	2.85

Fuente: PEAM



CUADRO N° 2.17: Descargas generadas del río Avisado (m³/s)

Años	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Prom
1968	6.85	6.63	7.62	7.43	5.58	5.37	3.03	4.29	6.23	5.86	7.36	4.70	5.91
1969	5.45	6.97	6.02	4.88	3.59	1.74	3.52	4.53	4.32	5.13	5.84	7.01	4.92
1970	7.75	6.51	7.55	6.39	10.64	10.00	2.93	2.78	4.45	3.41	7.63	5.61	6.30
1971	6.64	10.54	6.72	6.97	9.97	11.85	1.95	1.59	5.77	8.4	2.61	3.33	6.36
1972	3.80	6.35	9.84	9.00	3.27	2.30	3.06	3.10	2.79	4.73	10.88	10.43	5.80
1973	10.41	9.24	7.25	5.55	6.15	3.60	3.92	4.34	3.70	7.66	2.95	5.53	5.86
1974	5.37	8.39	7.17	5.88	4.17	2.44	4.98	5.84	9.83	5.27	5.79	5.97	5.93
1975	6.23	7.31	11.05	10.11	13.21	9.60	6.97	5.60	8.08	8.45	5.95	5.64	8.18
1976	6.19	5.59	6.37	7.77	6.06	6.35	2.28	3.18	4.01	3.04	9.44	6.78	5.59
1977	8.66	11.10	9.56	6.71	5.29	4.46	6.21	4.45	3.50	5.68	6.67	5.00	6.44
1978	6.92	6.41	6.11	8.09	6.74	4.14	2.64	2.65	6.40	7.12	5.72	8.56	5.96
1979	8.94	6.24	8.85	6.97	8.75	5.46	2.63	3.84	3.87	3.39	4.48	3.32	5.56
1980	3.78	10.46	6.57	8.95	6.73	5.21	2.05	1.91	4.36	2.81	11.61	9.24	6.14
1981	12.82	9.38	10.34	9.95	8.23	9.44	3.83	3.25	2.62	5.30	5.12	8.17	7.37
1982	8.56	6.90	9.57	4.27	4.27	2.49	2.30	2.23	3.25	4.34	8.10	4.34	5.05
1983	4.94	8.17	9.57	7.40	4.29	2.55	3.30	3.78	4.36	5.06	7.55	8.51	5.79
1984	8.13	10.08	8.75	7.76	8.27	9.09	8.11	7.15	7.27	8.20	7.24	6.33	8.03
1985	7.08	6.78	7.74	7.31	9.68	6.58	3.99	5.03	5.03	5.29	3.91	3.77	6.02
1986	4.68	6.84	5.47	6.10	4.27	3.94	4.49	7.46	7.46	7.73	8.26	7.83	6.21
Media	7.01	7.94	7.93	7.48	7.03	5.85	3.57	3.67	5.00	5.45	6.58	6.38	6.18

Fuente: Estudio hidrológico del río Avisado. PEAM, 1999.



CUADRO N° 2.18: Estimación de la evapotranspiracion potencial por el método de Hargreaves (mm) – Estacion Moyobamba

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
TM (°C)	23.0	23.0	23.0	23.3	23.2	23.0	22.7	22.9	23.0	23.6	23.8	23.5
TMF	73.48	73.33	73.46	73.96	73.84	73.33	72.78	73.26	73.47	74.39	74.89	74.31
HRM (%)	83.2	83.6	84.4	83.6	82.9	81.9	80.5	80.3	81.1	80.9	80.7	82.2
CH	0.68	0.67	0.66	0.67	0.69	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.73	0.70
MF	2.45	2.21	2.34	2.12	1.98	1.82	1.98	2.10	2.23	2.42	2.37	2.44
CE	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
ETP (mm/mes)	124.33	110.39	114.43	106.96	101.98	135.62	146.15	156.58	166.21	183.11	131.65	129.11
ETP (mm/día)	4.01	3.94	3.69	3.57	3.29	4.52	4.71	5.05	5.54	5.91	4.39	4.16

Fuente: Elaboración propia

CUADRO N° 2.19: Estimación de la evapotranspiracion potencial por el método de Blaney - Criddle (mm) – Estación Moyobamba

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
23.0	23.0	23.0	23.3	23.2	23.0	22.7	22.9	23.0	23.6	23.8	23.5
0.96	0.96	0.96	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0.96	0.97	0.98	0.97
8.78	7.75	8.52	8.12	8.27	7.96	8.24	8.33	8.18	8.59	8.45	8.75
156.87	138.46	152.22	147.57	149.44	142.21	144.71	147.98	146.15	158.77	157.93	160.82

Fuente: Elaboración propia



CUADRO No 2.20: Cedula de cultivo para la situación con proyecto

CULTIVOS	SUPERFICIE		MESES											
	Has		E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
	SIN PROYECTO	CON PROYECTO												
ARROZ	2034.9	2,312.0			1,288							1,024		
FREJOL	8.2	200.0						200						
MAIZ	49.5	274.0						274						
PLATANO	-	200.0						200						
YUCA	15.2	200.0						200						
CITRICOS	-	190.0						190						
PASTOS	255.6	255.0						255						
TOTAL	2,363.4	3,631.0	2,133	2,133	2,133	2,407	2,407	1,319	1,319	2,343	1,869	1,869	1,869	1,869

Fuente: Agua y Agro Asesores Asociados S.A.

* Se considera en 127 has como área de caminos de servicio y canales



CUADRO N° 2.21: Estimación de las demandas de agua de los cultivos del proyecto de irrigación Avisado - la Conquista

CULTIVO	AREA (Ha)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Maíz	300	0.44	0.62	1.00	1.05	0.55							
Arroz 1	1048	1.10	1.10	1.05	1.05	0.95							
Arroz 2	1663							1.10	1.10	1.05	1.05	1.0	0.95
Plátano	150	0.60	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
Yuca	150	0.60	0.60	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
Frijol	285	0.46	1.03	0.90									
Pastos	150	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Citricos	150	0.50	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Area (Ha)	3896	2233	2233	2233	1948	1948	600	2263	2263	2263	2263	2263	2263
Kc Promedio		0.82	0.93	0.94	0.95	0.82	0.74	1.00	1.00	0.97	0.97	0.93	0.89
ETP (mm/mes)		140.6	124.43	133.32	127.26	125.71	138.92	145.43	152.28	156.18	170.94	144.79	144.96
ETA (mm/mes)		115.29	115.72	125.32	120.9	103.08	102.8	145.43	152.28	151.49	165.81	134.65	129.01
PE (mm/mes)		77.60	75.60	82.30	79.90	61.00	61.60	46.40	60.20	76.60	78.70	81.50	76.50
DEM. NETA (mm/mes)		37.69	40.12	43.02	41.00	42.08	41.20	99.03	92.08	74.89	87.11	53.15	52.51
DEM. BRUTA (mm/mes)		113.07	120.36	129.06	123.00	126.24	123.60	297.09	276.24	224.67	261.33	159.45	157.53
DEM. UNITARIA (m3/ha)		1130.7	1203.6	1290.6	1230	1262.4	1236	2970.9	2762.4	2246.7	2613.3	1594.5	1575.3
MODULO DE RIEGO (l/s/ha)		0.44	0.47	0.50	0.48	0.49	0.48	1.15	1.07	0.87	1.01	0.62	0.61
VOLUMEN TOTAL (MMC)		2.52	2.69	2.88	2.40	2.46	0.74	6.72	6.25	5.08	5.91	3.61	3.56
CAUDAL "Q" (l/s)		982.52	1049.5	1116.5	935.04	954.5	288	2602.5	2421.4	1968.8	2285.6	1403.1	1380.4

Fuente: Elaboración propia

$$\text{Caudal de captación y/o operación del sistema} = \left(Q + \frac{Q}{10} \right) = 2602.50 \text{ l/s} + 260.25 \text{ l/s} \Rightarrow Q_{\text{OPERACION}} = 2.86 \text{ m}^3 / \text{seg}$$



CUADRO N° 2.22: Balance hidrológico del proyecto

MES	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Q85%	4.68	6.35	6.11	5.55	4.17	2.44	2.28	2.23	3.25	3.39	3.91	3.77
Demandas	0.80	0.85	0.93	0.78	0.77	0.24	2.10	1.96	1.62	1.83	1.16	1.12
Balance	3.88	5.50	5.18	4.77	3.40	2.20	0.18	0.705	1.63	1.56	2.75	2.65

Fuente: Elaboración propia

CUADRO N° 2.23: Resultado del análisis de máximas avenidas

TR (años)	Qmáx. (m ³ /s)
25	90
50	121
100	142
200	167

Fuente: Estudio hidrológico del río Avisado. PEAM, 1999.



CUADRO N° 2.24: Precipitación máxima en 24 hrs. – Estaciones de la zona del estudio

Años	Moyobamba	Rioja	Buenos Aires	Pueblo Libre	San José	Shimpiyacu	La Conquista
1959	106.0						
1960	38.0	67.4					
1961	46.0	93.5					
1962	62.0						
1963	73.0						
1964	68.0	95.0					
1965	79.0	61.2					
1966	76.0	82.6					
1967	72.0	66.1					
1968	85.0	58.2					
1969	108.0	80.3					
1970	71.0	54.8					
1971	60.0	64.5					
1972	57.3	51.7					
1973	46.3	70.5					
1974	56.0	103.6					
1975	52.0	80.3					
1976	52.0	61.7					
1977	50.0	54.9					
1978	40.0	72.6					
1979	55.0	88.4					
1980	80.0	68.0					
1981	52.0	75.0					
1982	45.0	90.6					
1983	80.0						
...							
1996	77.0		60.4	46.5	65.0	45.0	40.0
1997	54.2		67.8	64.4	73.8	58.6	76.0
1998	75.8		65.5	47.2	76.8	50.1	55.6
1999	85.0		40.5	86.8	94.0	43.6	107.0
2000	49.7		86.3	48.3	67.1	42.6	64.0
2001	57.6		51.5	86.0	81.8	65.0	49.2

Fuente: PEAM.

**CUADRO N° 2.25: Análisis de frecuencia de precipitación máxima en 24hrs.
Método de Gumbel**

T años	P	K	PM 24h (mm)
2	0.50000	-0.1643	64.00
5	0.20000	0.7195	79.19
10	0.10000	1.3046	89.24
25	0.04000	2.0438	101.95
50	0.02000	2.5923	111.38
75	0.01333	2.9111	116.86
100	0.01000	3.1367	120.73
150	0.00667	3.4541	126.19
200	0.00500	3.6791	130.06
300	0.00333	3.9959	135.50
400	0.00250	4.2205	139.36
500	0.00200	4.3947	142.36
1000	0.00100	4.9355	151.65

Fuente: Elaboración propia

**CUADRO N° 2.26: Análisis de frecuencias de precipitación máxima en 24hrs.
Método de Log Pearson III**

T años	P	K	Y estimado	PM 24h (mm) antilog(Y)
2	0.50000	0.0000	1.9542	90.00
5	0.20000	0.8415	1.9049	80.33
10	0.10000	1.2817	1.9542	90.00
25	0.04000	1.7511	2.0068	101.59
50	0.02000	2.0540	2.0408	109.85
75	0.01333	2.2128	2.0586	114.44
100	0.01000	2.3268	2.0714	117.86
200	0.00500	2.5762	2.0993	125.70
500	0.00200	2.8785	2.1332	135.90
1000	0.00100	3.0905	2.1570	143.54

Fuente: Elaboración propia



CUADRO N° 2.27: Resultado del análisis de máximas avenidas. Método de Mac
Math

T años	PM 24h (mm)	Q Max (m3/s)
2	77.00	124.20
5	79.76	128.65
10	89.62	144.56
25	101.77	164.16
50	110.61	178.42
75	115.65	186.55
100	119.30	192.43
150	126.19	203.55
200	127.88	206.27
300	135.50	218.57
400	139.36	224.79
500	139.13	224.41
1000	147.60	238.08

Fuente: Elaboración propia.



GRAFICOS



GRAFICOS

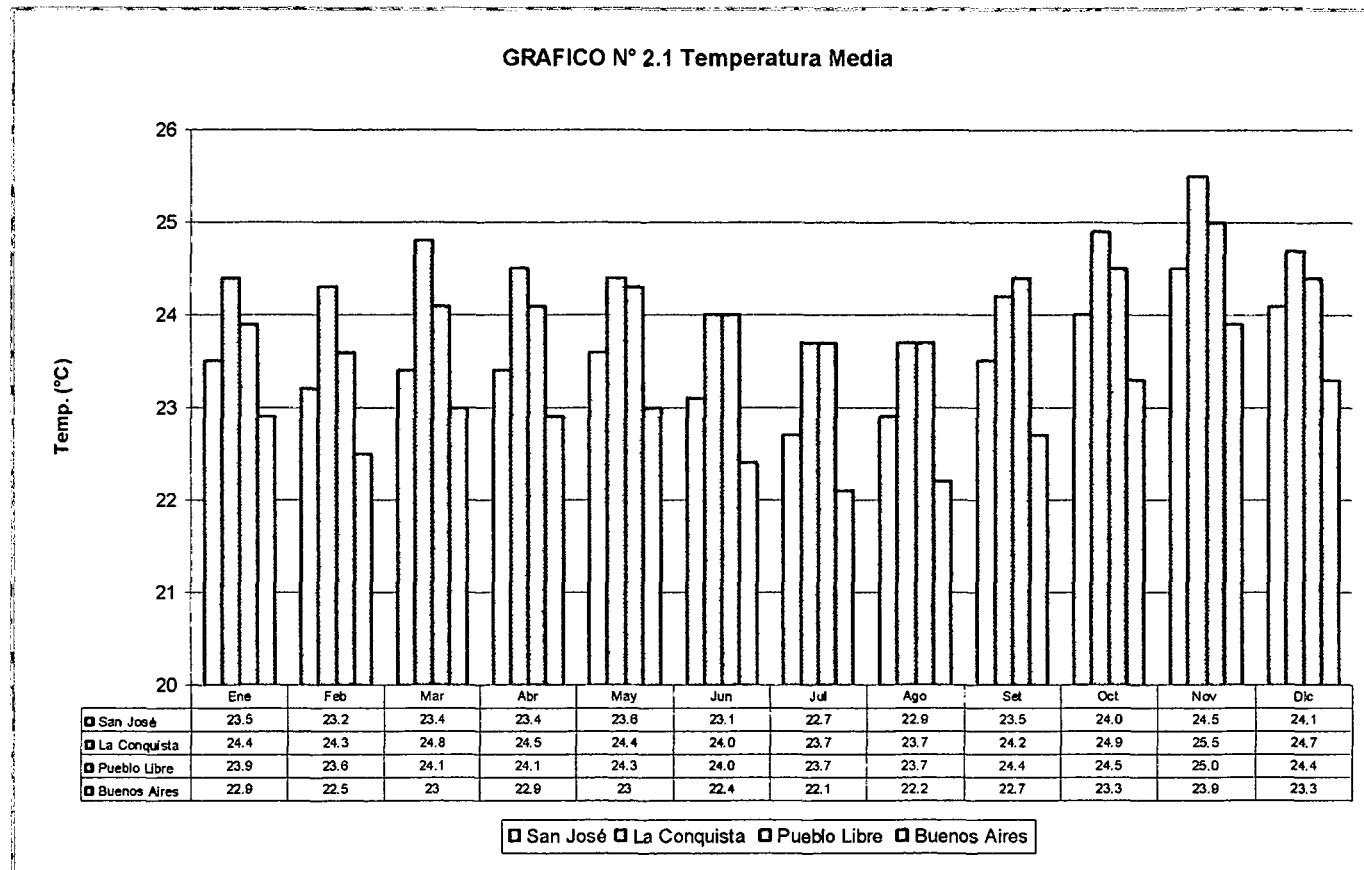


GRAFICO 2.1: DIAGRAMA DE TEMPERATURA MEDIA, PARA CADA ESTACION.



GRAFICO N°2.2 Humedad Relativa Media. Estación Moyobamba

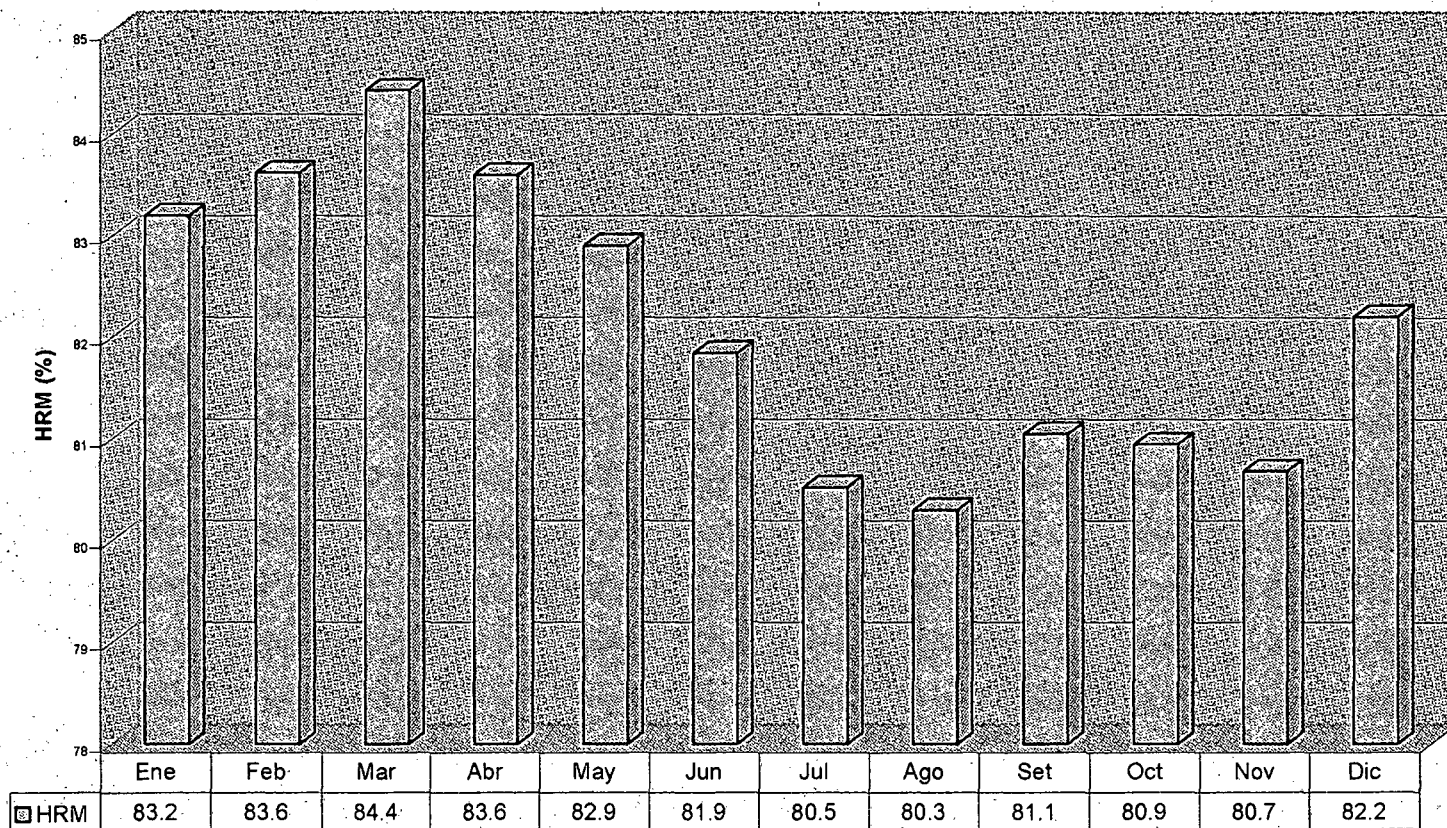


GRAFICO 2.2: DIAGRAMA DE TEMPERATURA MEDIA, PARA LAS ESTACIONES TOMADAS EN EL ESTUDIO.

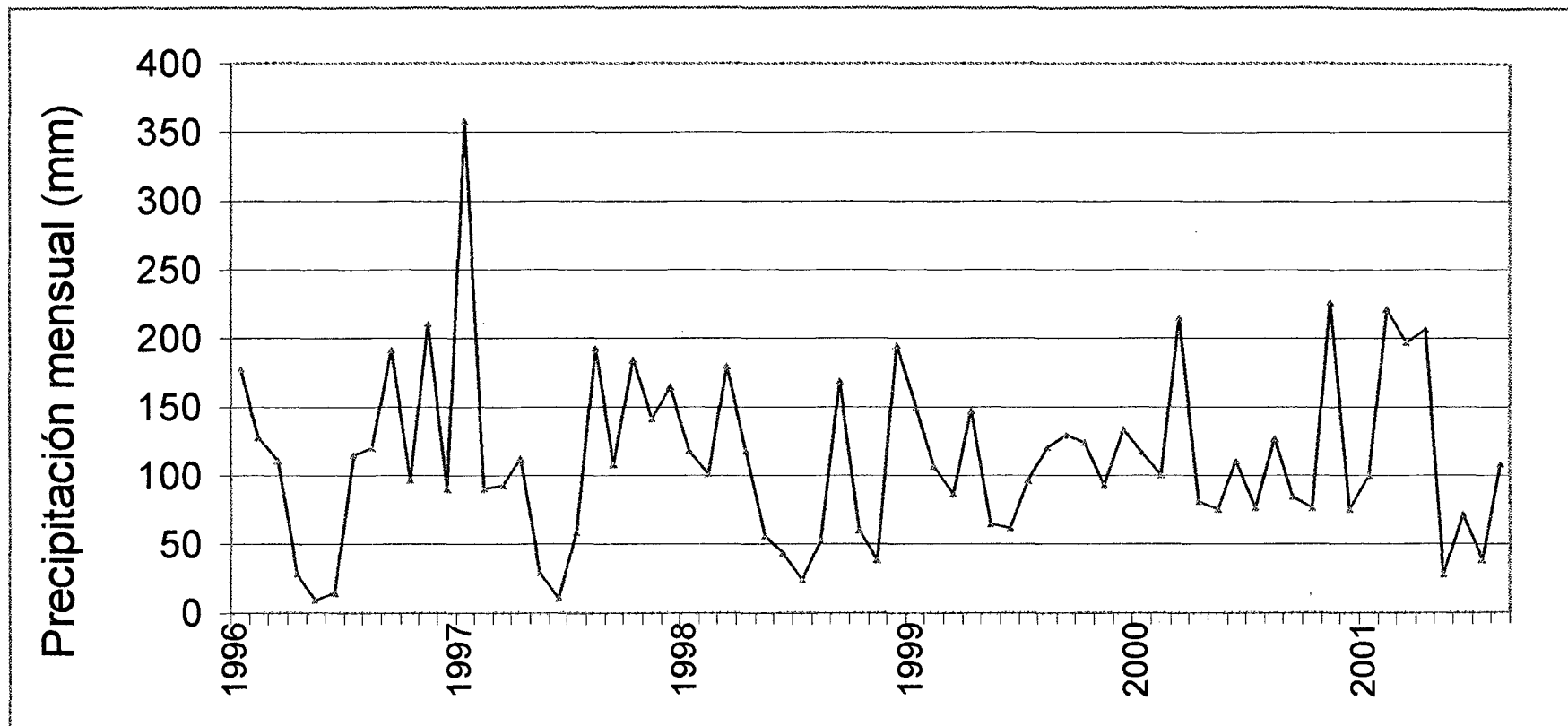


GRAFICO 2.3: HISTOGRAMA DE PRECIPITACION DE LA ESTACION DE BUENOS AIRES.

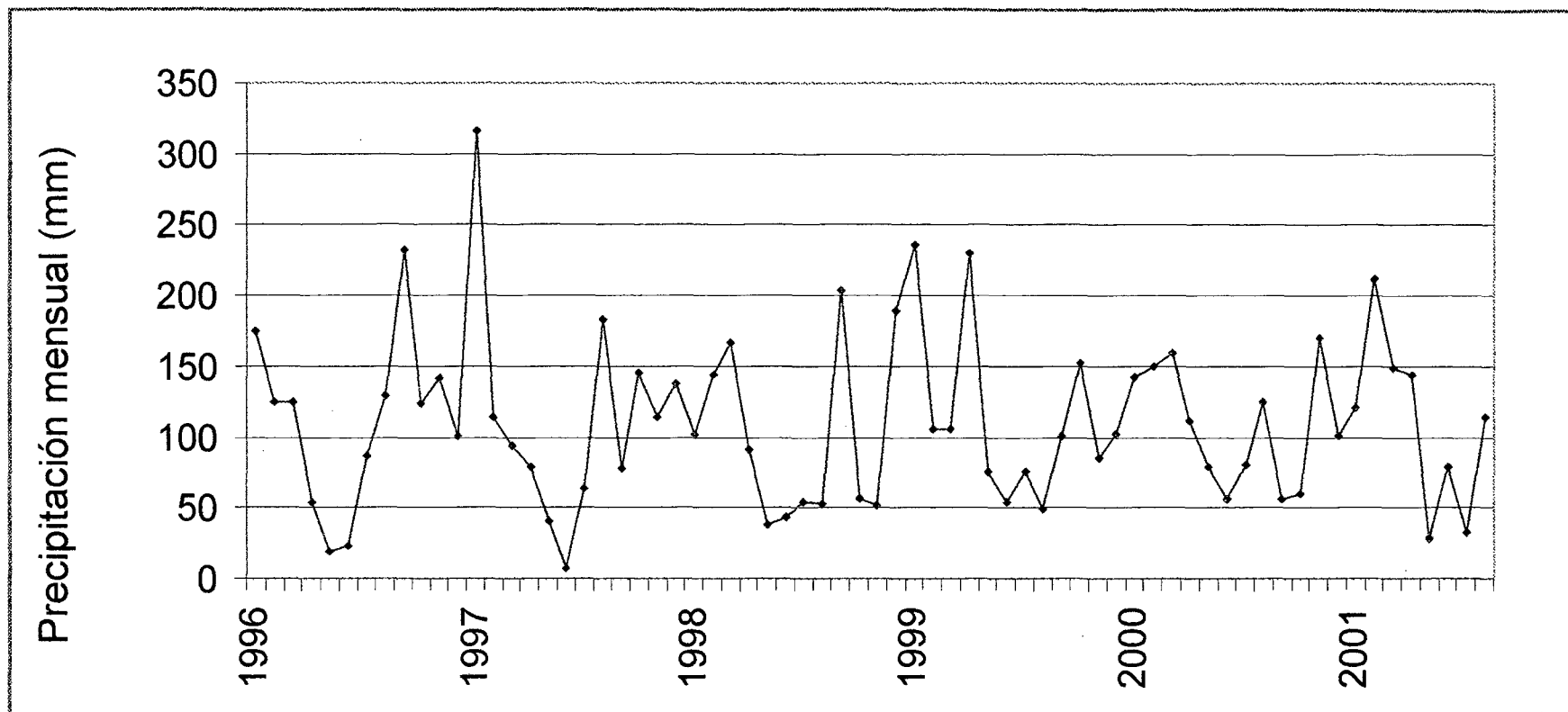


GRAFICO 2.4: HISTOGRAMA DE PRECIPITACION DE LA ESTACION DE PUEBLO LIBRE.

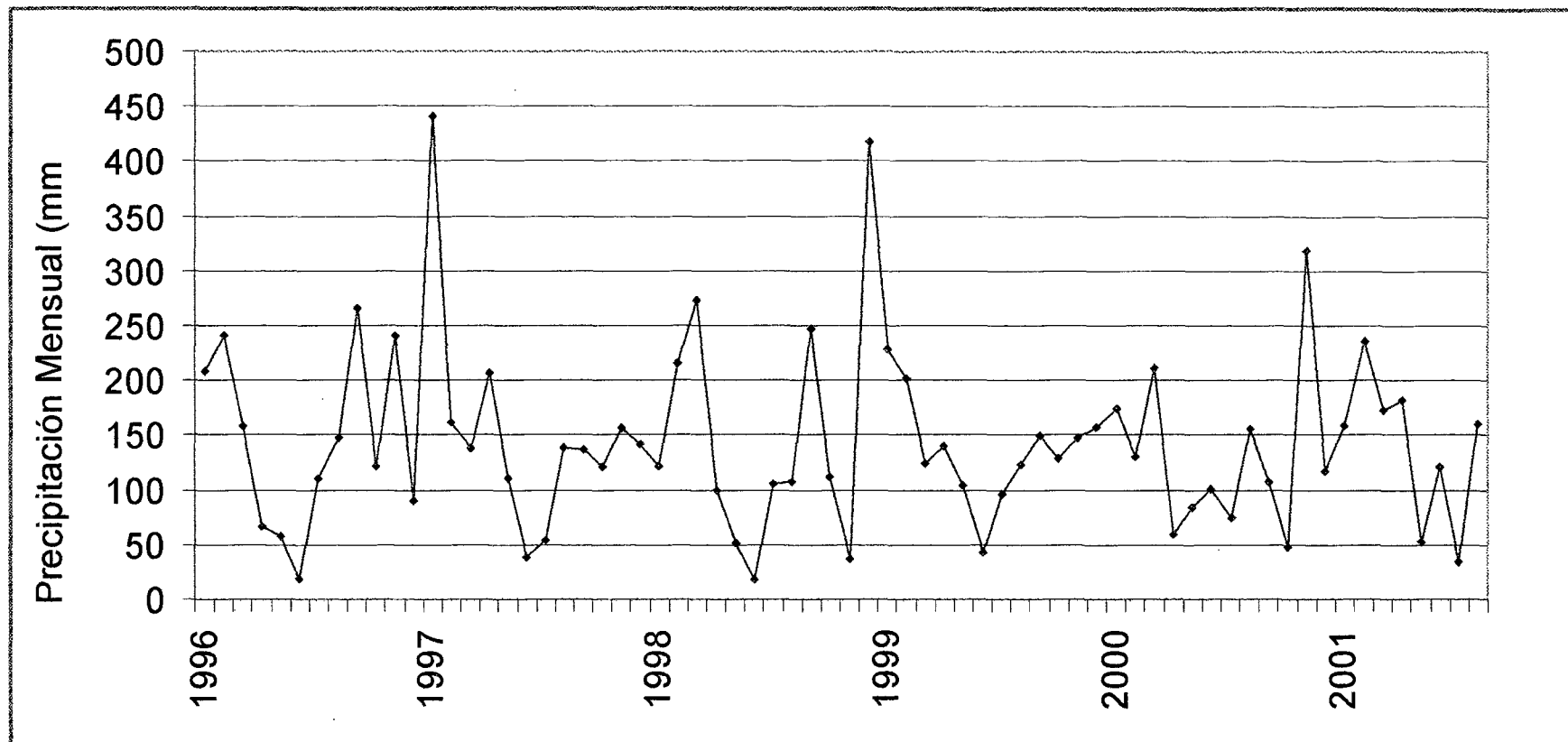


GRAFICO 2.5: HISTOGRAMA DE PRECIPITACION DE LA ESTACION DE SAN JOSE.

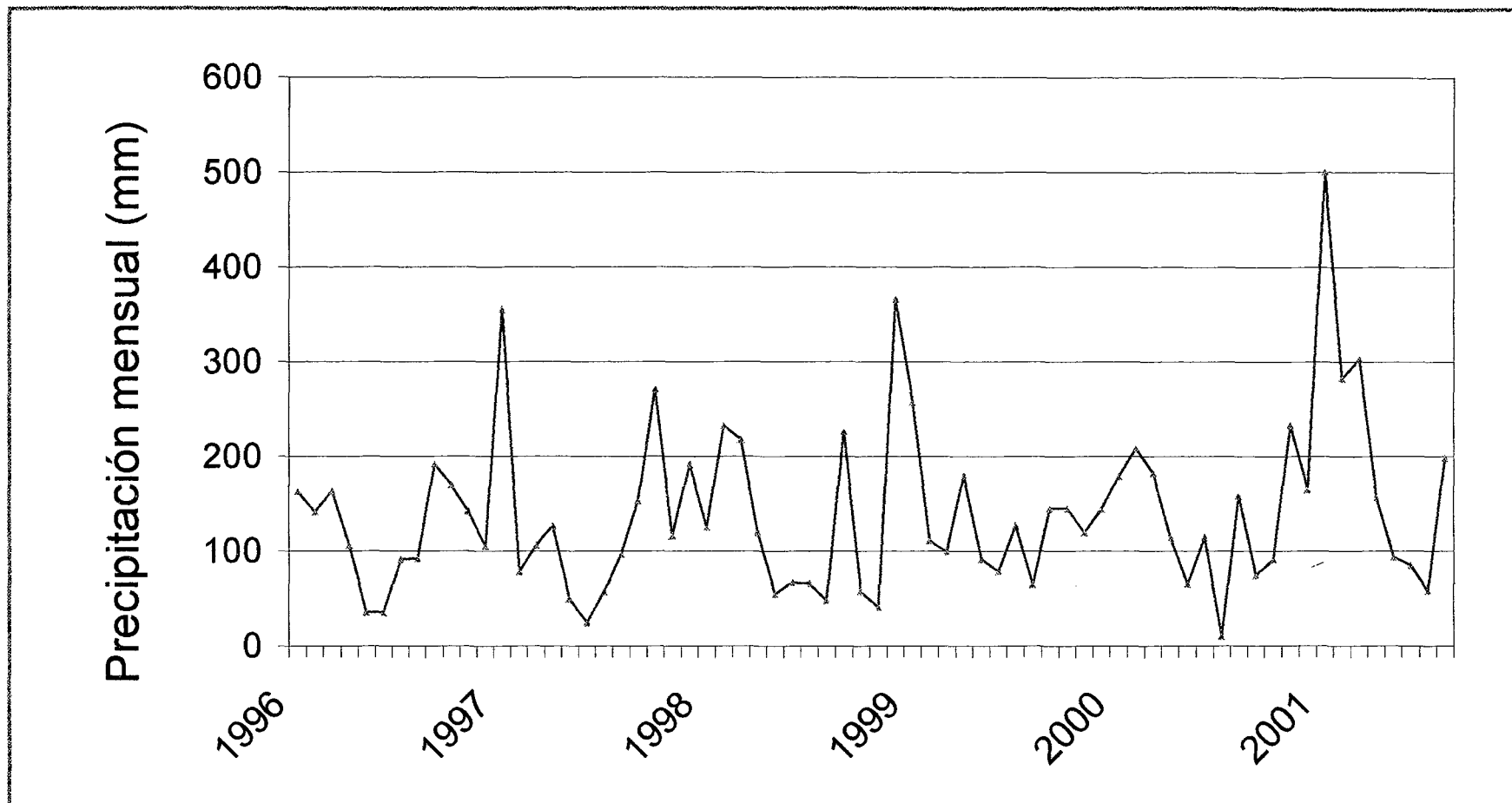


GRAFICO 2.6: HISTOGRAMA DE PRECIPITACION DE LA ESTACION DE SHIMPIYACU.

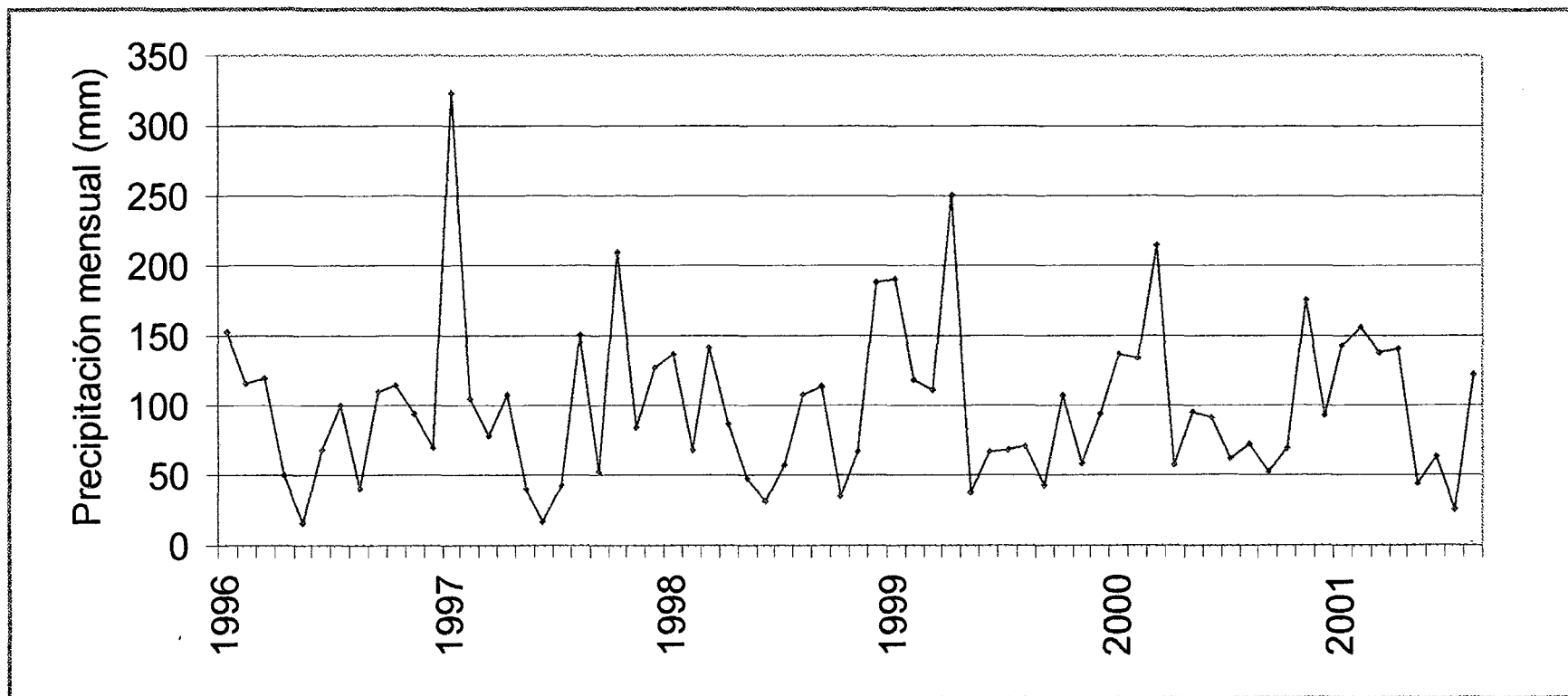


GRAFICO 2.7: HISTOGRAMA DE PRECIPITACION DE LA ESTACION LA CONQUISTA.

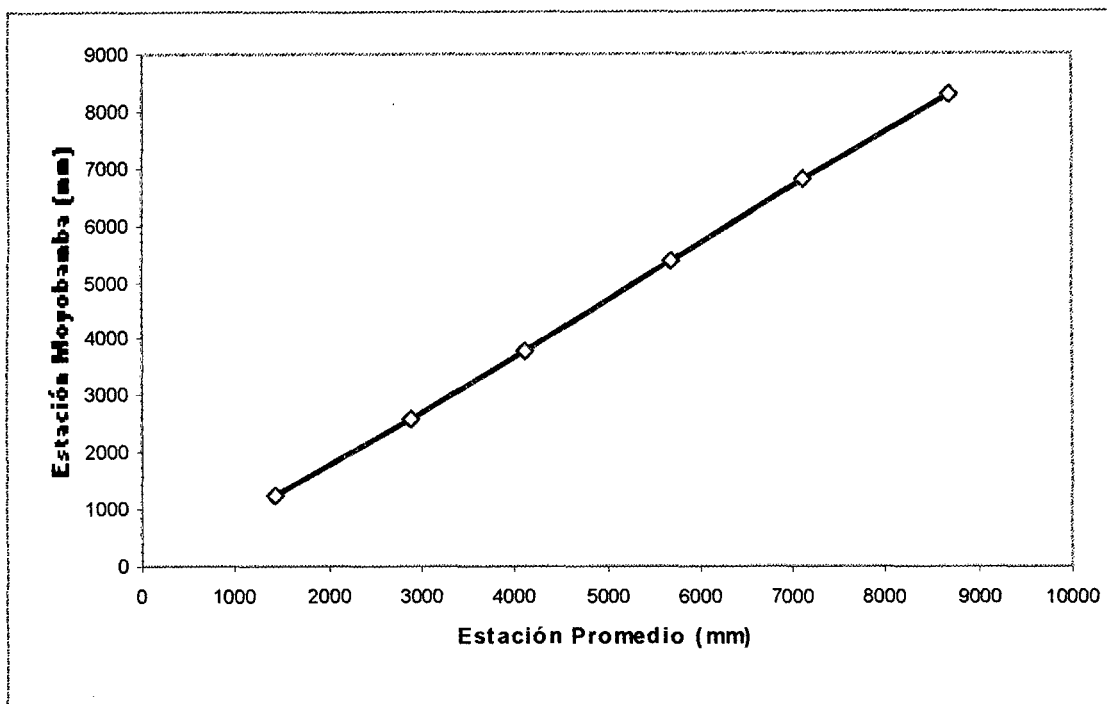


GRAFICO 2.8: DIAGRAMA DE DOBLE MASA (Estación Moyobamba)

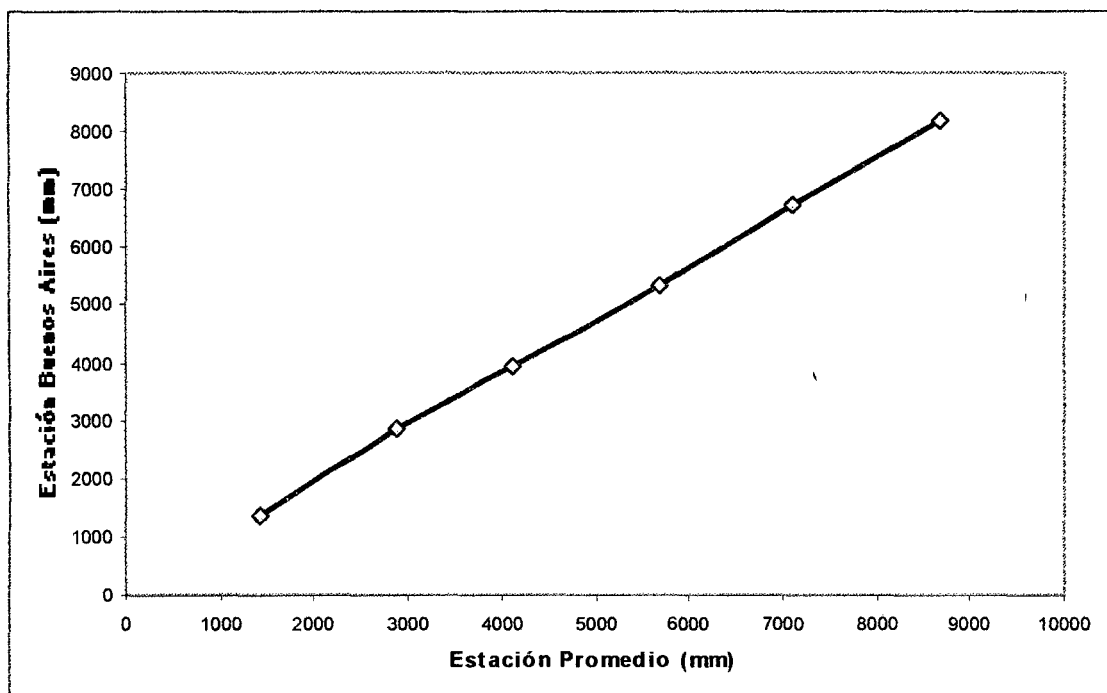


GRAFICO 2.9: DIAGRAMA DE DOBLE MASA (Estación Buenos Aires).

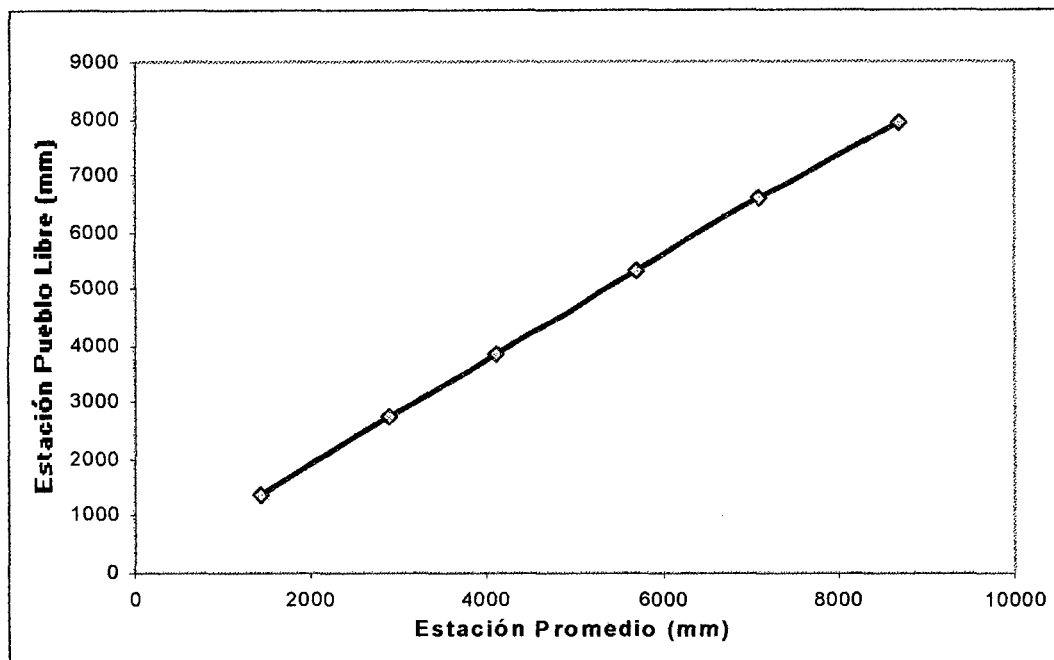


GRAFICO 2.10: DIAGRAMA DE DOBLE MASA (Estación Pueblo Libre)

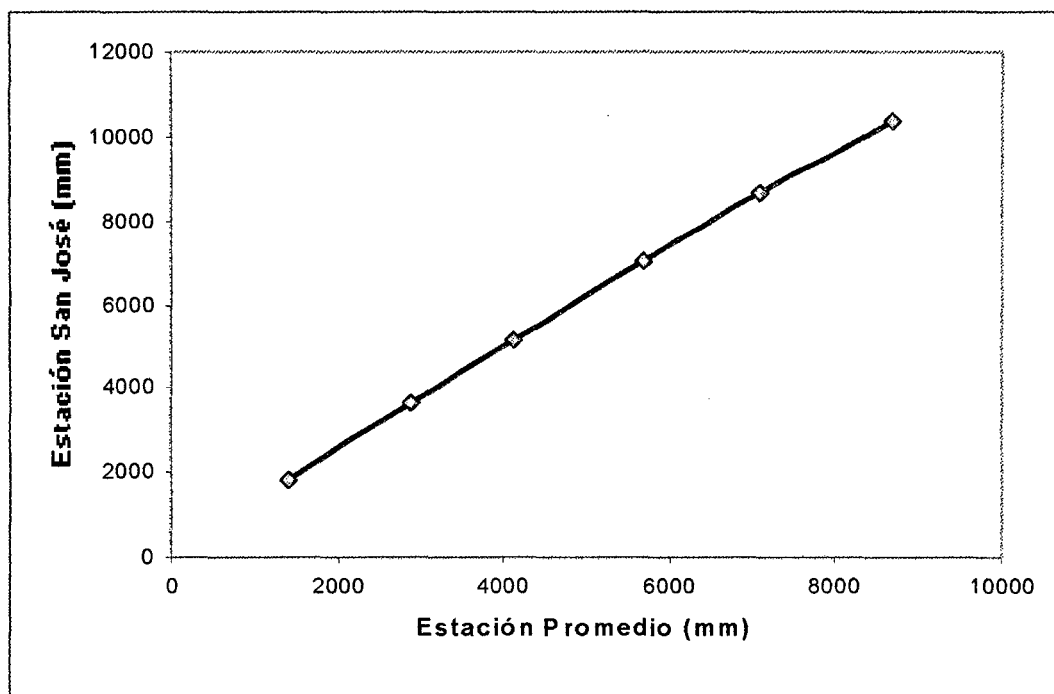


GRAFICO 2.11: DIAGRAMA DE DOBLE MASA (Estación San José).

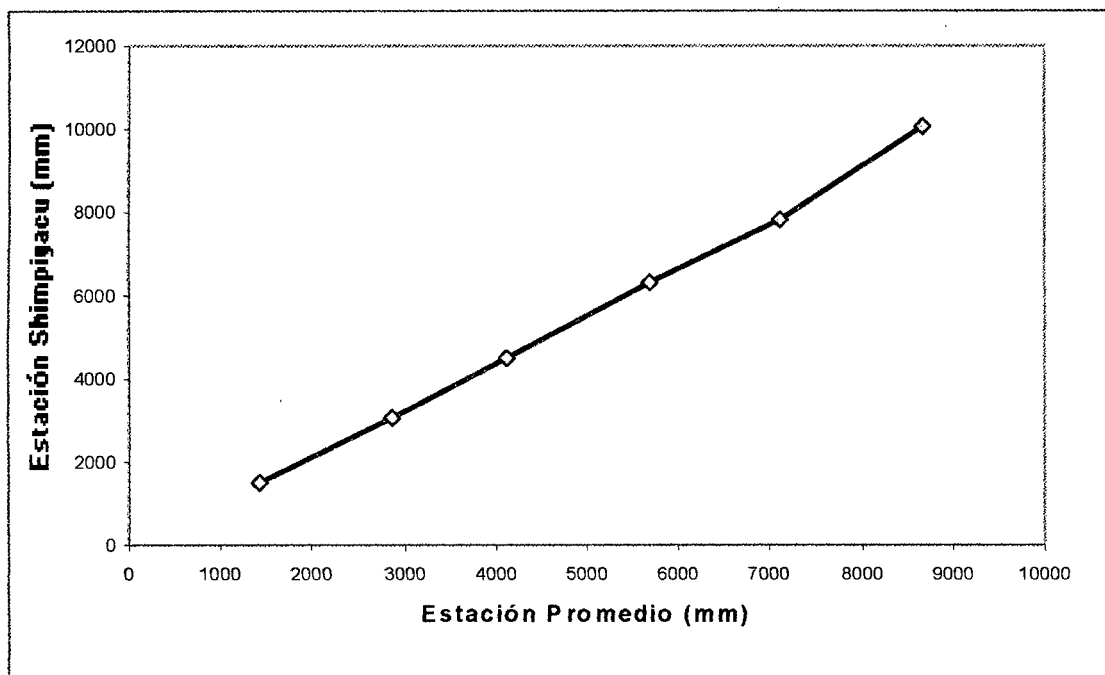


GRAFICO 2.12: DIAGRAMA DE DOBLE MASA (Estación Shimpigacu)

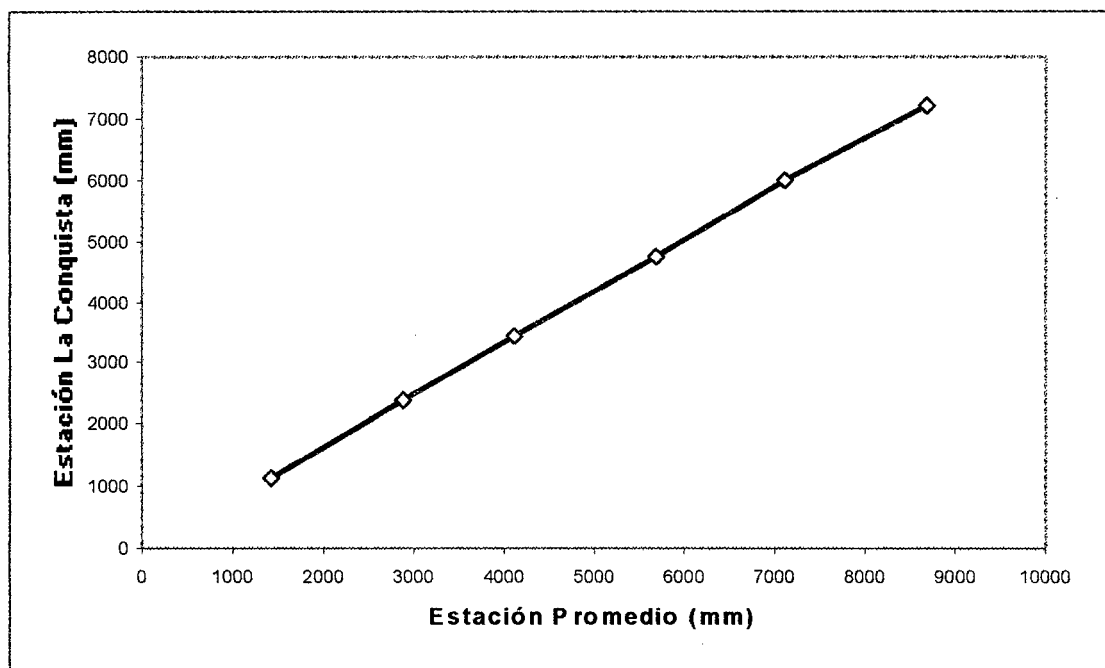


GRAFICO 2.13: DIAGRAMA DE DOBLE MASA (Estación la Conquista)

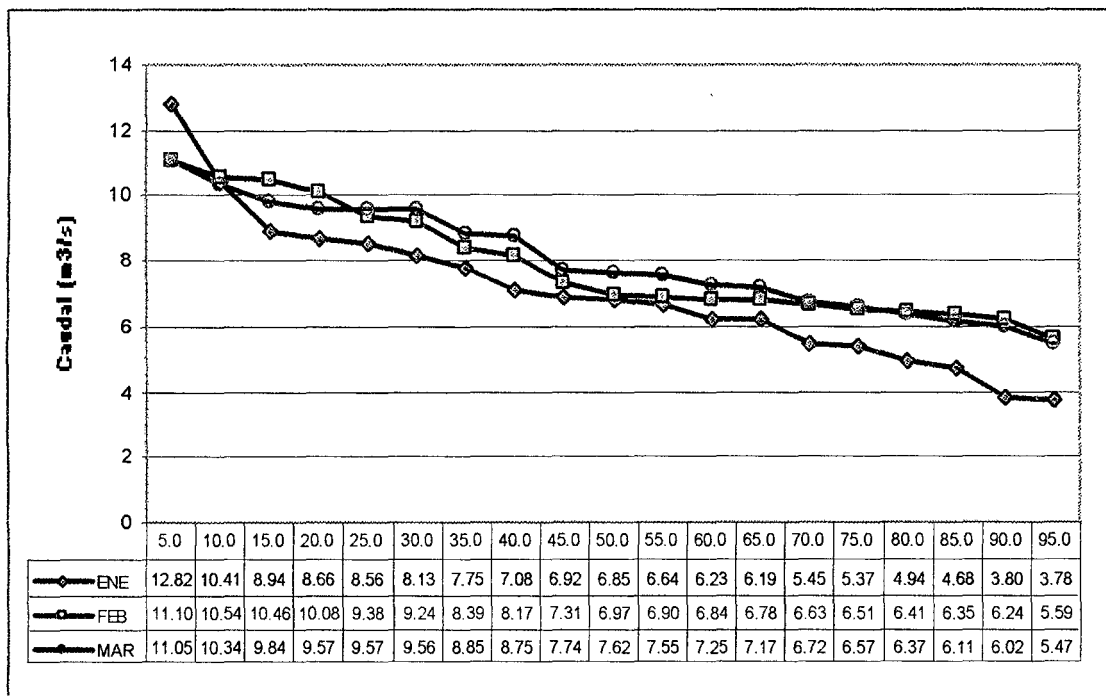


GRAFICO 2.14: CURVAS DE DURACION, RIO AVISADO (Enero, Febrero y Marzo)

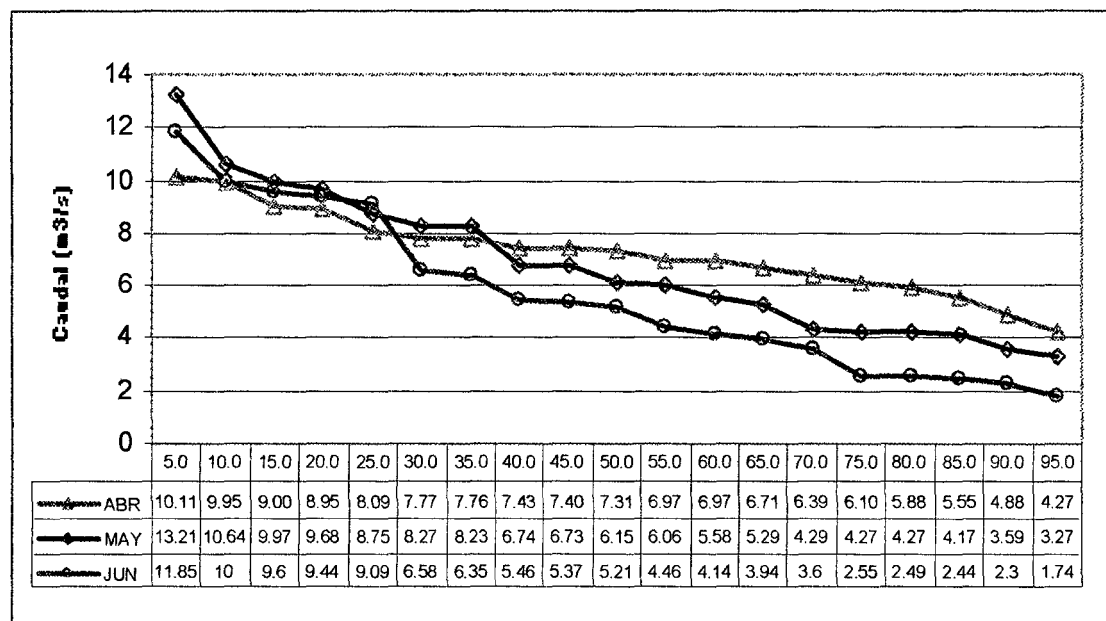


GRAFICO 2.15: CURVAS DE DURACION, RIO AVISADO (Abril, Mayo y Junio)

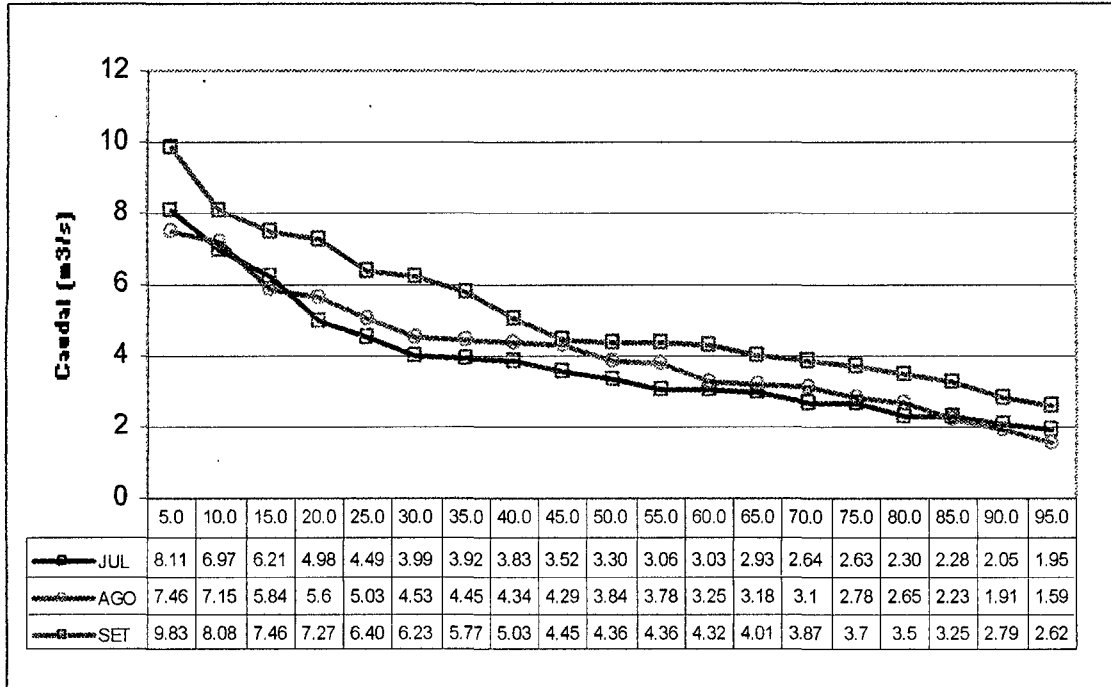


GRAFICO 2.16: CURVA DE DURACION, RIO AVISADO (Julio, Agosto y Setiembre)

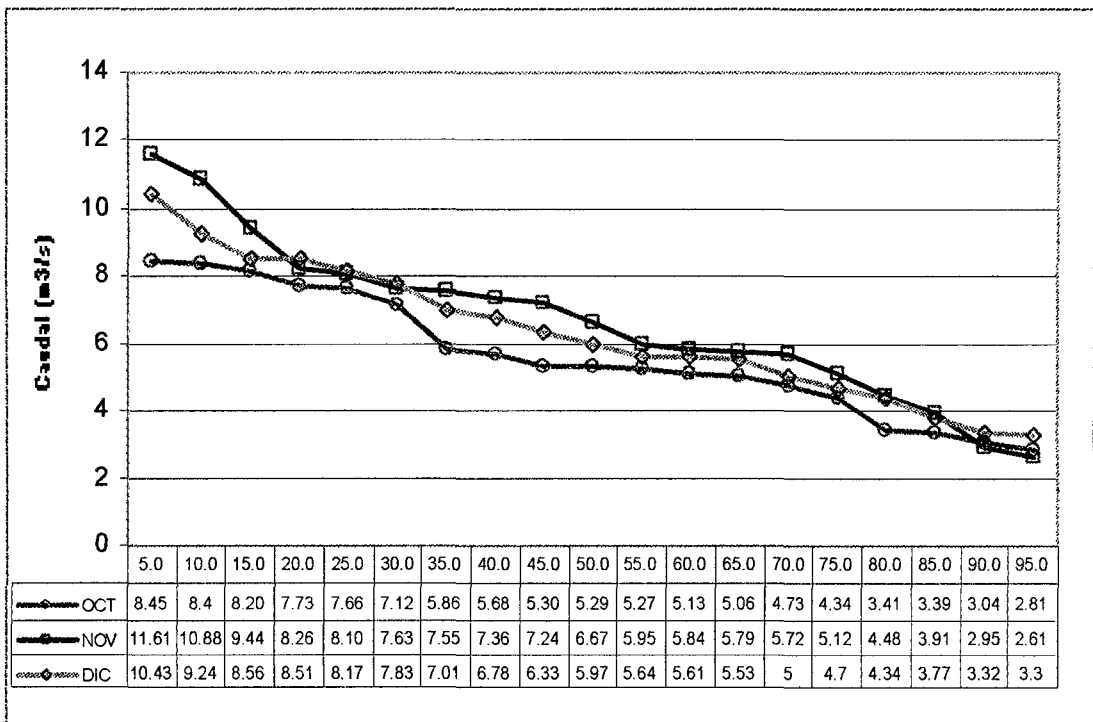


GRAFICO 2.17: CURVA DE DURACION, RIO AVISADO (Octubre, Noviembre y Diciembre)

DISPONIBILIDAD DE AGUA RIO AVISADO (m^3/s)

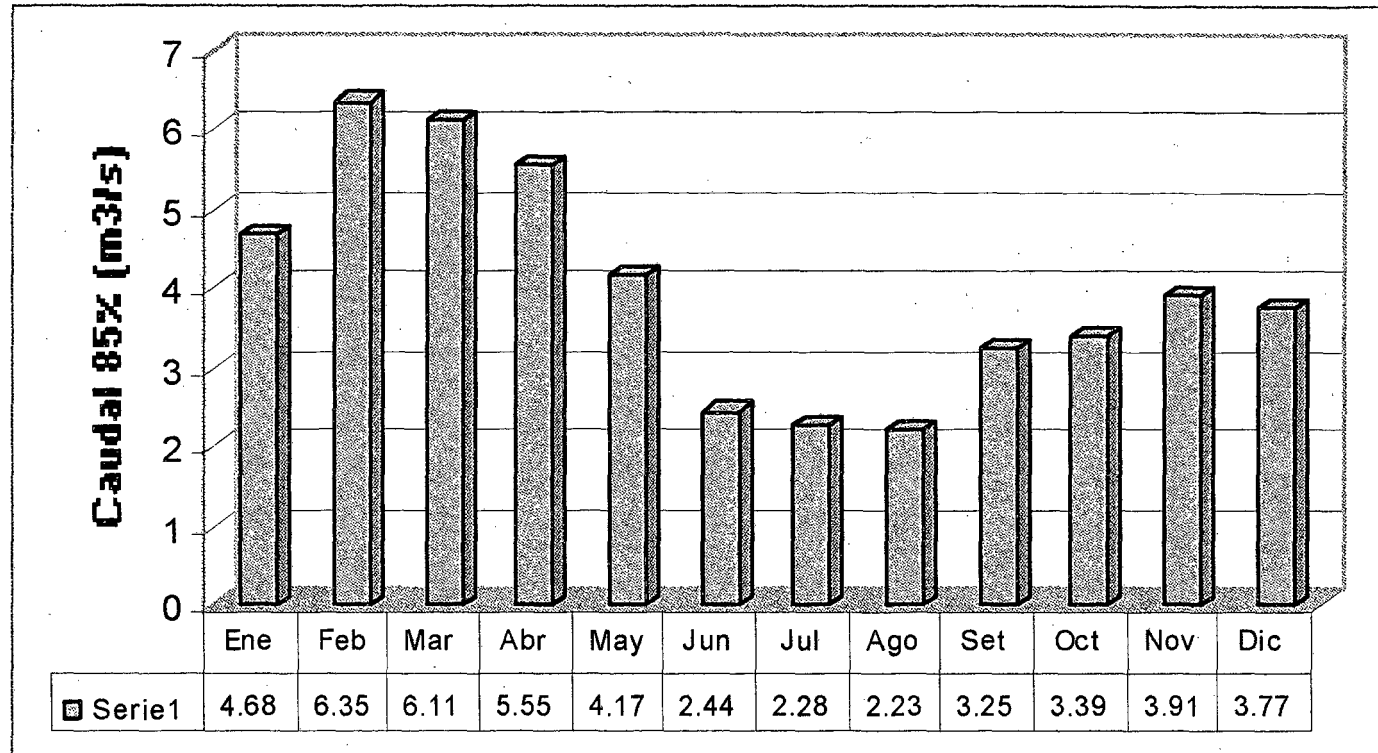


GRAFICO 2.18: CAUDALES SEGUROS (Q85%), RIO AVISADO



FIGURAS

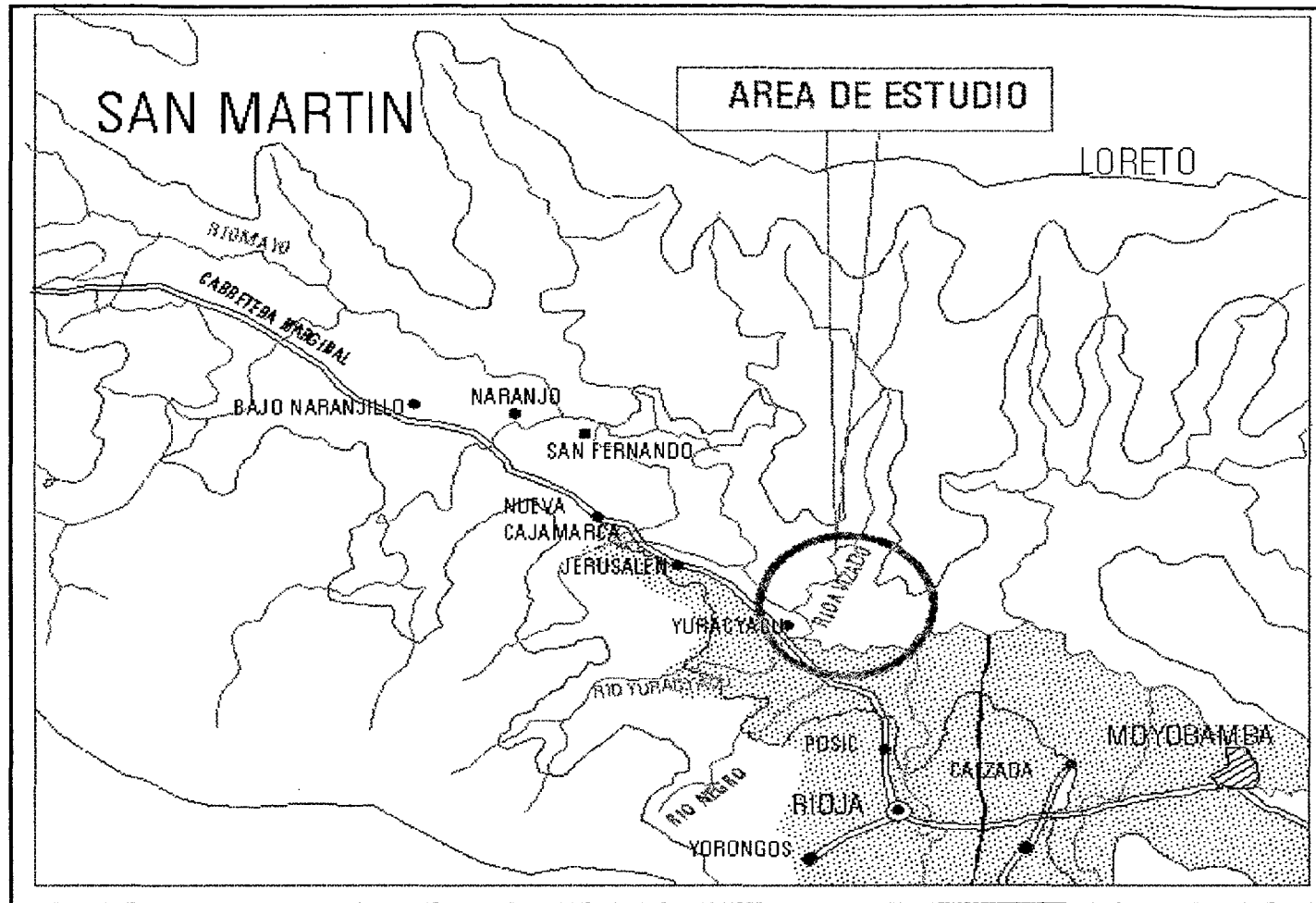


FIGURA 2.1: UBICACIÓN

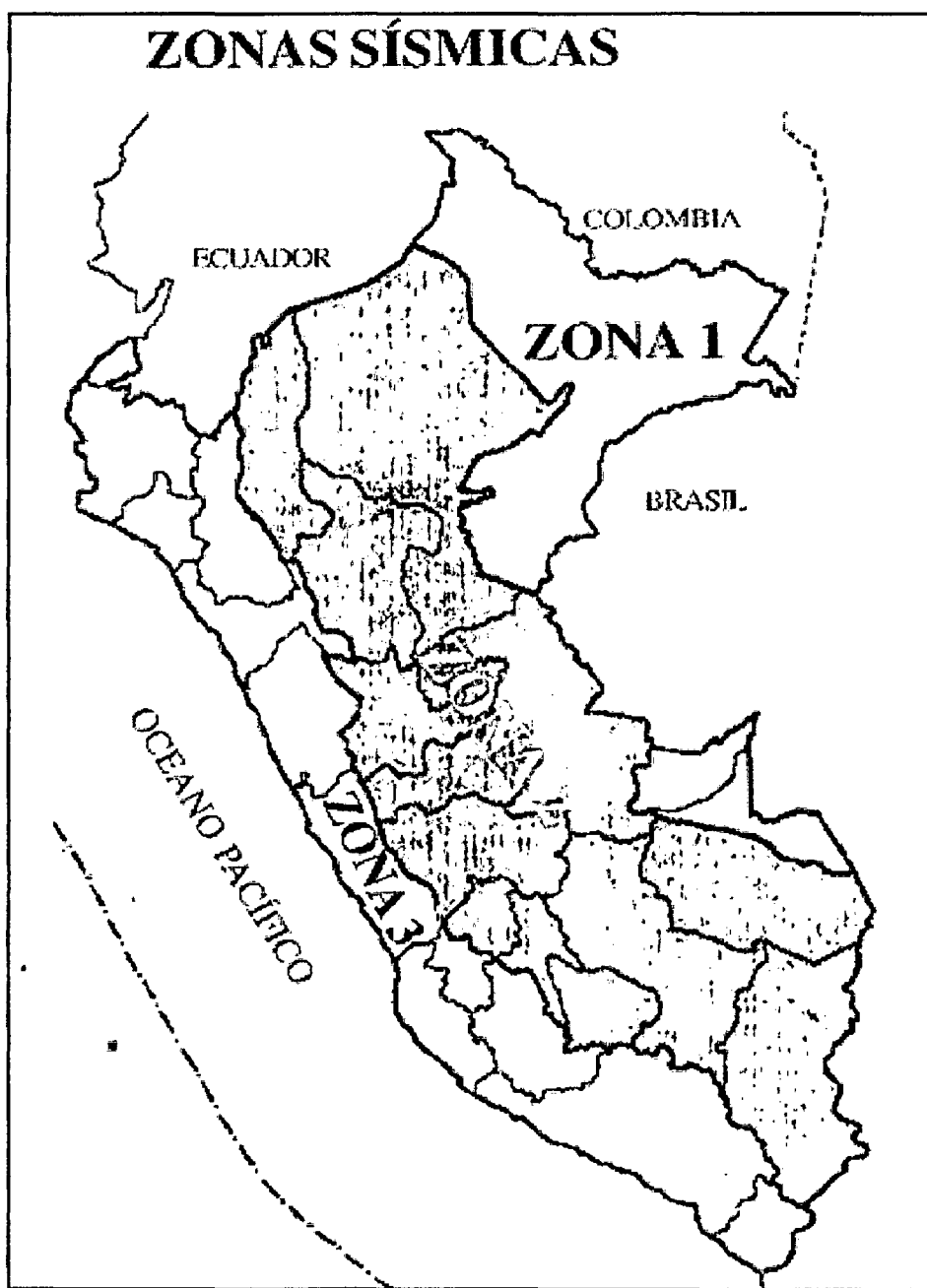


FIGURA 2.2: MAPA DE ZONAS SÍSMICAS DEL PERÚ

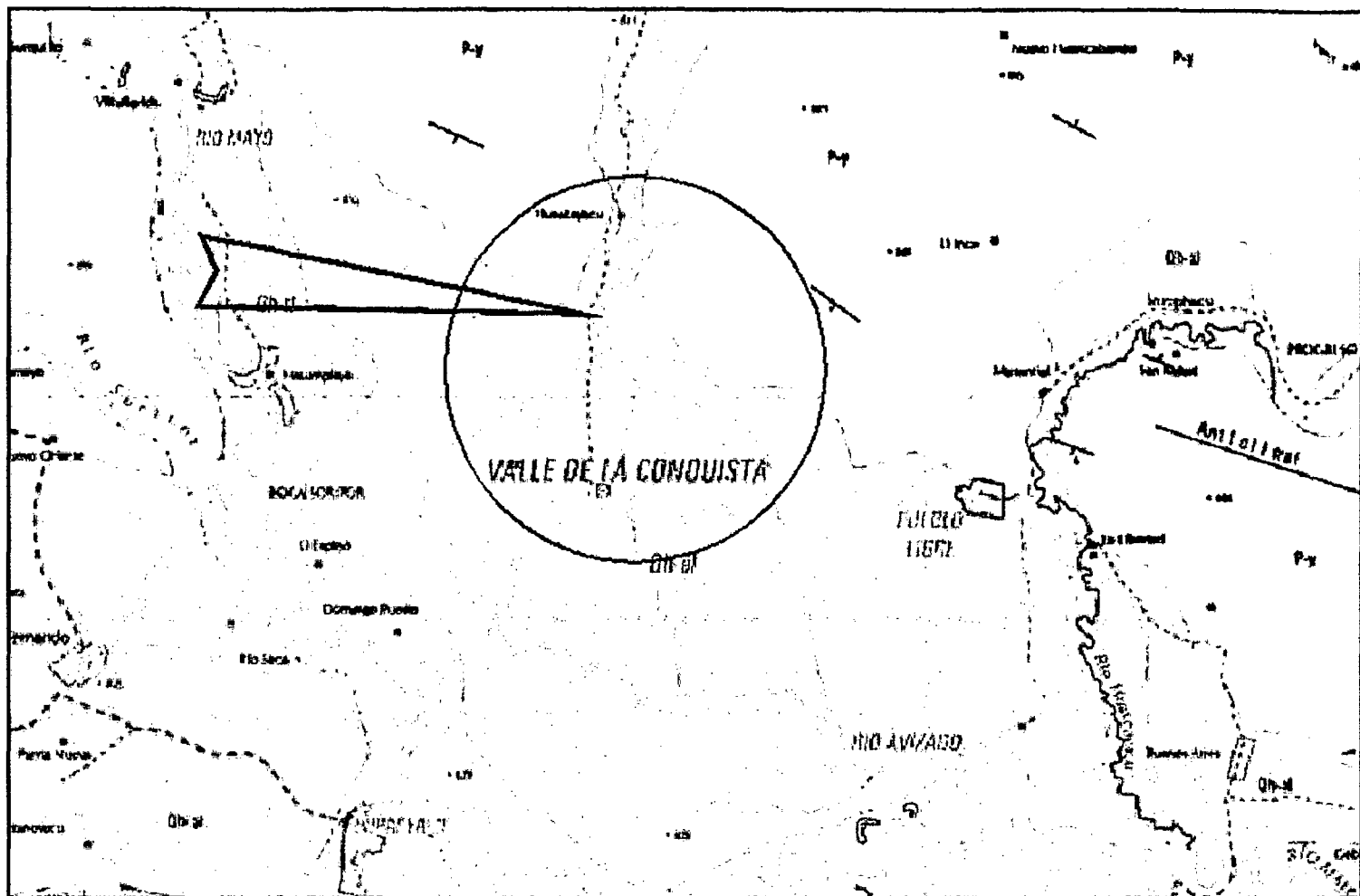
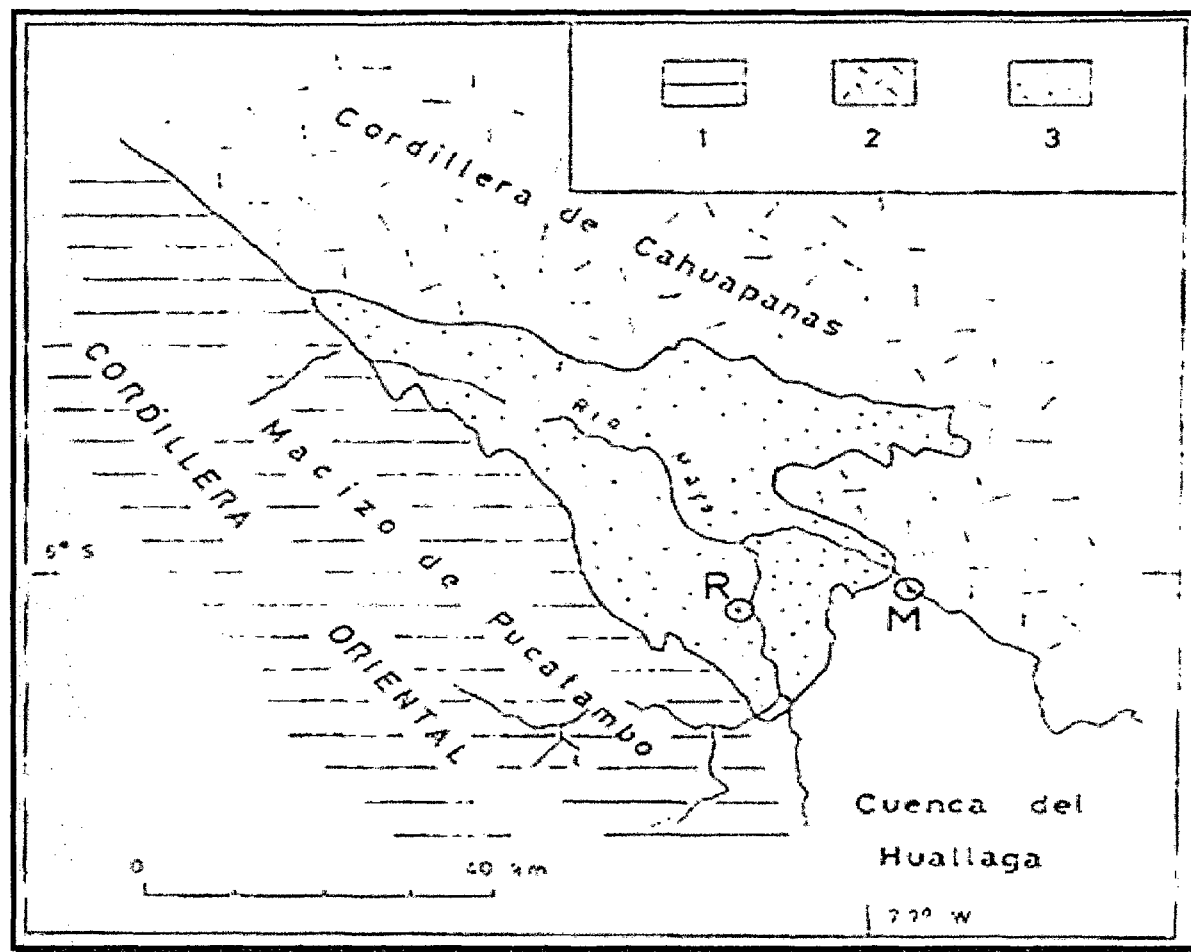


FIGURA 2.3: GEOLOGIA LOCAL (INGEMET)



LEYENDA

1. VERTIENTE ORIENTAL
DE LA CORDILLERA
ORIENTAL
2. COLINAS ANDINAS DE
RELIEVE ONDULADO.
3. PLANICIE FLUVIAO -
LACUSTRE DEL ALTO
MAYO.

FIGURA 2.4: GEOMORFOLOGÍA REGIONAL (MACHARE - 1961)



REGISTROS DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN

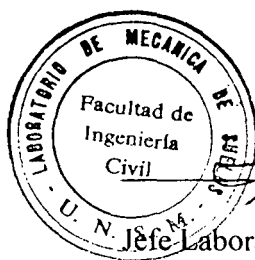
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
Ciudad Universitaria - Distrito de Morales Telefax 042- 521365

CONSTANCIA N° 002

*El que suscribe hace constar que el **BACHILLER LUIS ERNESTO CUNIA PÉREZ**, ha realizado ensayos de laboratorio de: Corte Directo Análisis Granulométrico, Limites de consistencia desde el 28/01/05 al 02/04/05, para la elaboración de su Tesis titulado “Diseño Hidráulico y estructural de la Bocatoma del proyecto de Irrigación Avisado valle la Conquista”, supervisado por el Técnico de laboratorio de Mecánica de suelos y pavimentos Robert Navarro Mori, así mismo se le ha entregado sus datos procesados, certificados de laboratorio y resumen de resultados.*

Por lo que se expide la presente ha solicitud del interesado.



[Signature]
Ing. Hugo Sánchez Mercado

Jefe Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos



INFORME N° 01 – TESIS 01

PROYECTO : TESIS DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DEL
PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA
CONQUISTA

SOLICITA : LUIS ERNESTO CUNIA PEREZ

EJECUTA : BACH. LUIS ERNESTO CUNIA PEREZ FIC

INFORME : CORTES DIRECTOS RESIDUALES NORMA ASTM

UBICACIÓN : BOCATOMA A 2.210 METROS

FECHA : ENERO 2,005

RESULTADOS DE LABORATORIO

ENSAYO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL ASTM D3080-ELE

CALICATA	C-1, M-3 BOCATOMA
PROFUNDIDAD	0.00-3.00
$\gamma_d \text{ T/m}^2$	1.70
% W_{saturado} (%)	27.30
ϕ (°)	25°
C (T/m ²)	2.10
Clasificación. SUCS	ML
D_r (m)	5.00

LOS RESULTADOS QUE SE MUESTRAN SE HAN EJECUTADO EN EL EQUIPO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL, LAS MISMAS QUE HAN SIDO ENSAYADO EN LAS PEORES CONDICIONES DE SATURACIÓN A PROFUNDIDADES DE DESPLANTE MOSTRADOS EN EL CUADRO DE RESULTADOS, SI EL SOLICITANTE REQUIERE INFORMACIÓN ADICIONAL DEL ENSAYO EL LABORATORIO FACILITARA SIN NINGUN INCONVENIENTE.



CALICATA N° 01



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA

Localización del proyecto : Provincia de Moyobamba

Descripción del suelo : Heterogeneo Bocatoma

Realizado por : Téc. R.N.M.

Calicata: 1

Prof. De la muestra : 3.00 m.

Fecha de Ensayo:30/01/05

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

COTA m	ESPESOR m	HUMEDAD %	CLASIFICACION			DESCRIPCION DEL SUELO
			AASHTO	SUCS	SIMBOLO	
0.00						
0.20	0.20	25.32%		Pt		Material organico color negro con mezcla de arcilla, presentando raices que se profundizan hasta lo 0.45 m.
1.80	1.60	10.49%	A-4(2)	SM		Suelo arenoso limoso, mezcla de arena y limo mal graduado con con 45% de finos de color blanquesino con trazas de arena gris Con una resistencia al corte de buena, compresibilidad baja en condición saturada. nivel freatico a 1.30 metros.
2.20	0.40	18.23%	A-6(8)	CL		El suelo es una arcilla inorganica con 66.43 % de finos de plasticidad media a elevada. color amarillo compacto con mezcla de arena gris con resistencia al corte de regular de compresibilidad y expansión de mediana a elevada.
3.00	0.80	13.23%	A-4(3)	ML		Suelo limoso inorganico blando conteniendo arenas finas arcillosas de plasticidad ligera con 95.76% de finos,color gris Con una resistencia al corte de regular, compresibilidad y expansión de medianos en condición saturada.

OBSERVACIONES :



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA
Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba Muestra: I
Descripción del Suelo: Suelos arenoso Profundidad de la Muestra: 1.50
Hecho Por : Tesista. Luis E. Cunia Perez Sup. Téc. Robert Navarro Mori Calicata: C-01 Fecha: 30/01/2005

Determinación del % de Humedad Natural

ASTM D2216

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	58.61	58.70	55.79
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	136.63	123.56	120.35
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	129.21	117.42	114.22
PESO DEL AGUA grs	7.42	6.14	6.13
PESO DEL SUELO SECO grs	70.60	58.72	58.43
% DE HUMEDAD	10.51	10.46	10.49
PROMEDIO % DE HUMEDAD	10.49		

Determinación del Gravedad Especifico de Solidos

ASTM D854

LATA	1	2
VOL. DEL FRASCO A 20° C.	500.00	500.00
METODO DE REMOCION DEL AIREa	Vacio	Vacio
PESO DEL FRASCO+AGUA+SUELO	789.80	788.97
TEMPERATURA, °C	23.00	23.00
PESO DEL FRASCO+AGUA grs	715.84	727.54
PLATO EVAPORADO N°	55	58
PESO DEL PLATO EVAP+SUELO SECO grs	320.00	300.00
PESO DEL SUELO SECO grs	120.00	100.00
VOLUMEN DE SOLIDOS cm3	46.04	38.57
GRAVEDAD ESPECIFICA grs/cm3	2.61	2.59
PROMEDIO grs/cm3	2.60	

Peso Unitario Volumétrico (Densidad Natural)

ASTM D2937

LATA	1	2	3
PESO DE MOLDE grs	302.00	302.00	302.00
PESO DEL SUELO + MOLDE grs	720.00	721.00	721.00
PESO DEL SUELO SECO grs	418.00	419.00	419.00
VOLUMEN DEL MOLDE cm3	246.30	246.30	246.30
PESO UNITARIO grs/cm3	1.70	1.70	1.70
PROMEDIO grs/cm3	1.700		



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA

Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba

Muestra: I

Descripción del Suelo: Suelos arenoso

Profundidad de la Muestra: 1.80

Hecho Por: Tesista, Luis E. Cunia Perez Sup. Téc. Robert Navarro Mori Calicata:

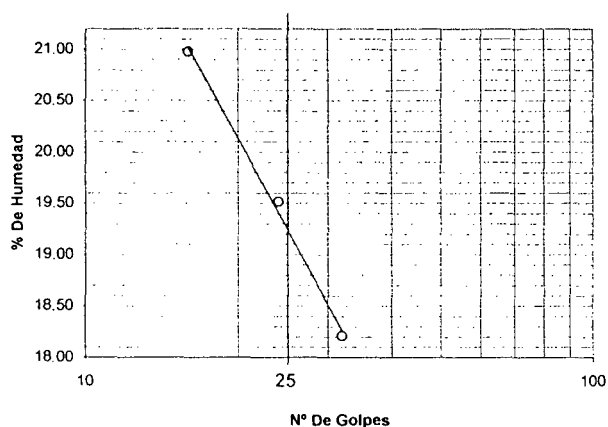
C-01 Fecha: 30/01/2005

Determinación del Límite Líquido

ASTM D4318

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	15.12	14.10	15.02
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	38.65	36.70	35.21
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	34.57	33.01	32.10
PESO DEL AGUA grs	4.08	3.69	3.11
PESO DEL SUELO SECO grs	19.45	18.91	17.08
% DE HUMEDAD	20.98	19.51	18.21
NUMERO DE GOLPES	16	24	32

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



Límite de Contracción	ND
Límite Líquido	19.42
Límite Plástico	NP
Índice de Plasticidad Ip	NP
Clasificación SUCS	SM
Clasificación AASHTO	A-4(2)

Determinación del Límite Plástico

ASTM D4318

LATA			
PESO DE LATA grs			
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs			
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs			
PESO DEL AGUA grs			
PESO DEL SUELO SECO grs			
% DE HUMEDAD			
% PROMEDIO			

NP

LÍMITE DE CONTRACCIÓN

ASTM D427

Ensayo N°	1	2	3
Peso Rec + Suelo húmedo Gr.			
Peso Rec + Suelo seco Gr.			
Peso de rec. De contracción Gr.			
Peso del suelo seco Gr.			
Peso del agua Gr.			
Humedad %			
Volumen Inicial (Suelo Húmedo) cm3			
Volumen Final (Suelo Seco) cm3			
Límite de Contracción %			
Relación de Contracción			

ND



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA
Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba Muestra II
Descripción del Suelo: Suelos arcilloso Profundidad de la Muestra: 0.32
Hecho Por : Tesista. Luis Cunia Sup. Téc. Robert Navarro Mori Calicata: C-01 Fecha: 30/01/2005

Determinación del % de Humedad Natural

ASTM D2216

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	25.49	44.41	33.31
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	158.14	168.01	165.60
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	137.62	148.98	145.25
PESO DEL AGUA grs	20.52	19.03	20.35
PESO DEL SUELO SECO grs	112.13	104.57	111.94
% DE HUMEDAD	18.30	18.20	18.18
PROMEDIO % DE HUMEDAD	18.23		

Determinación del Gravedad Específico de Solidos

ASTM D854

LATA	1	2
VOL. DEL FRASCO A 20° C.	500.00	500.00
METODO DE REMOCION DEL AIREa	Vacio	Vacio
PESO DEL FRASCO+AGUA+SUELO	736.10	730.12
TEMPERATURA, °C	23.00	23.00
PESO DEL FRASCO+AGUA grs	662.90	663.00
PLATO EVAPORADO N°	77	78
PESO DEL PLATO EVAP+SUELO SECO grs	320.00	310.00
PESO DEL SUELO SECO grs	120.00	110.00
VOLUMEN DE SOLIDOS cm3	46.80	42.88
GRAVEDAD ESPECIFICA grs/cm3	2.56	2.57
PROMEDIO grs/cm3	2.56	

Peso Unitario Volumétrico (Densidad Natural)

ASTM D2937

LATA	1	2	3
PESO DE MOLDE grs	306.00	306.00	306.00
PESO DEL SUELO + MOLDE grs	786.00	784.00	786.00
PESO DEL SUELO SECO grs	480.00	478.00	480.00
VOLUMEN DEL MOLDE cm3	246.30	246.30	246.30
PESO UNITARIO grs/cm3	1.95	1.94	1.95
PROMEDIO grs/cm3	1.946		



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

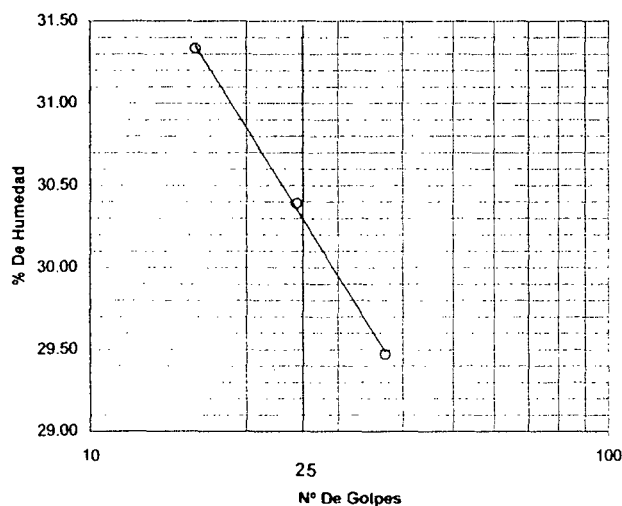
Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA
Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba Muestra II
Descripción del Suelo: Suelos arcilloso Profundidad de la Muestra: 2.20
Hecho Por : Tesista. Luis Cunia Sup. Téc. Robert Navarro Mori Calicata: C-01 Fecha: 30/01/2005

Determinación del Límite Líquido

ASTM D4318

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	25.68	48.56	58.74
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	50.20	78.25	88.00
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	44.35	71.33	81.34
PESO DEL AGUA grs	5.85	6.92	6.66
PESO DEL SUELO SECO grs	18.67	22.77	22.60
% DE HUMEDAD	31.33	30.39	29.47
NUMERO DE GOLPES	16	25	37

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



Límite de Contracción	11.65
Límite Líquido	30.39
Límite Plástico	16.95
Índice de Plasticidad Ip	13.44
Clasificación SUCS	CL
Clasificación AASHTO	A-6(8)

Determinación del Límite Plástico

ASTM D4318

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	58.66	58.24	58.15
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	75.26	80.21	82.56
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	72.86	77.02	79.02
PESO DEL AGUA grs	2.40	3.19	3.54
PESO DEL SUELO SECO grs	14.20	18.78	20.87
% DE HUMEDAD	16.90	16.99	16.96
% PROMEDIO	16.95		

LÍMITE DE CONTRACCIÓN ASTM D427

Ensayo N°	1
Peso Rec + Suelo húmedo Gr.	37.22
Peso Rec + Suelo seco Gr.	31.02
Peso de rec. De contracción Gr	10.42
Peso del suelo seco Gr.	19.27
Peso del agua Gr.	6.2
Humedad %	32.17
Volumen Inicial (Suelo Húmedo) cm3	15.65
Volumen Final (Suelo Seco) cm3	11.70
Límite de Contracción %	11.65
Relación de Contracción	1.65



Fecha: 30/01/2005

Curva Granulométrica

Sieve Size (mm)	Sieve Number	% Passing
75	Nº 200	65
60	Nº 250	72
42.5	Nº 350	75
30	Nº 60	88
25	Nº 60	89
20	Nº 80	90
15	Nº 100	92
12.5	Nº 120	93
10	Nº 20	94
7.5	Nº 20	95
6	Nº 30	96
4.75	Nº 40	97
3.75	Nº 40	98
3	Nº 50	98
2.5	Nº 60	98
2	Nº 80	98
1.5	Nº 100	98
1.18	Nº 120	98
0.85	Nº 16	98
0.75	Nº 20	98
0.6	Nº 30	98
0.425	Nº 40	98
0.3	Nº 60	98
0.25	Nº 60	98
0.2	Nº 80	98
0.15	Nº 100	98
0.125	Nº 120	98
0.1	Nº 20	98
0.075	Nº 200	98

Soil Classification Summary:

- ASTM:** Grava (75-4.75 mm), Arena (4.75-0.075 mm), LIMO (0.075-0.0075 mm), ARCILLA (< 0.0075 mm).
- AASHTO:** Grava gruesa (75-2.5 mm), Grava mediana (2.5-0.85 mm), Grava fina (0.85-0.425 mm), Arena gruesa (0.425-0.25 mm), Arena fina (0.25-0.075 mm), LIMO (0.075-0.0075 mm), ARCILLA (< 0.0075 mm).



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA

Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba

Muestra: III

Descripción del Suelo: Suelos limoso arcilloso

Profundidad de la Muestra: 2.80

Hecho Por: Tesista. Luis Cunia Sup. Téc. Robert Navarro Mori

Calicata:

C-01

Fecha:

30/01/2005

Determinación del % de Humedad Natural

ASTM D2216

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	36.55	28.26	33.43
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	175.71	191.63	179.78
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	159.35	172.67	162.68
PESO DEL AGUA grs	16.36	18.96	17.10
PESO DEL SUELO SECO grs	122.80	144.41	129.25
% DE HUMEDAD	13.32	13.13	13.23
PROMEDIO % DE HUMEDAD	13.23		

Determinación del Gravedad Especifico de Solidos

ASTM D854

LATA	1	2
VOL. DEL FRASCO A 20° C.	500.00	500.00
METODO DE REMOCION DEL AIREa	Vacio	Vacio
PESO DEL FRASCO+AGUA+SUELO	700.98	700.02
TEMPERATURA, °C	23.00	23.00
PESO DEL FRASCO+AGUA grs	629.28	628.56
PLATO EVAPORADO N°	52	53
PESO DEL PLATO EVAP+SUELO SECO grs	320.00	320.00
PESO DEL SUELO SECO grs	120.00	120.00
VOLUMEN DE SOLIDOS cm3	48.30	48.54
GRAVEDAD ESPECIFICA grs/cm3	2.48	2.47
PROMEDIO grs/cm3	2.48	

Peso Unitario Volumétrico (Densidad Natural)

ASTM D2937

LATA	1	2	3
PESO DE MOLDE grs	302.00	302.00	302.00
PESO DEL SUELO + MOLDE grs	662.00	664.00	662.00
PESO DEL SUELO SECO grs	358.65	360.00	358.98
VOLUMEN DEL MOLDE cm3	246.30	246.30	246.30
PESO UNITARIO grs/cm3	1.46	1.46	1.46
PROMEDIO grs/cm3	1.458		



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA

Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba

Muestra III

Descripción del Suelo: Suelos limoso arcilloso

Profundidad de la Muestra: 3.00

Hecho Por : Tesista. Luis Cunia Sup. Téc. Robert Navarro Mori

Calicata:

C-01

Fecha:

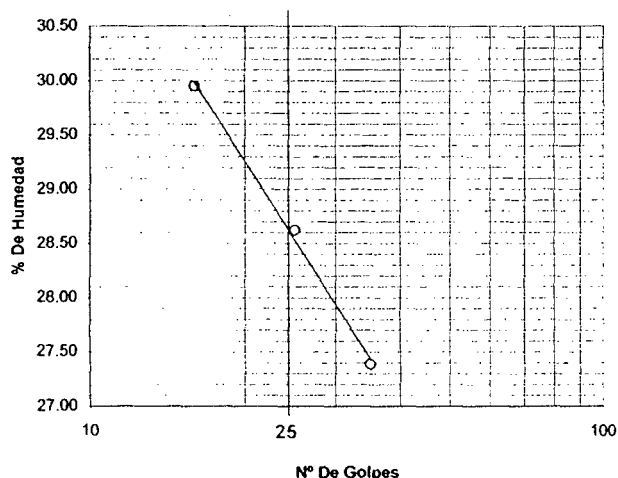
30/01/2005

Determinación del Límite Líquido

ASTM D4318

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	28.84	36.09	34.66
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	75.66	79.86	77.08
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	64.87	70.12	67.96
PESO DEL AGUA grs	10.79	9.74	9.12
PESO DEL SUELO SECO grs	36.03	34.03	33.30
% DE HUMEDAD	29.95	28.62	27.39
NUMERO DE GOLPES	16	25	35

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



Límite de Contracción	ND
Límite Líquido	28.62
Límite Plástico	22.93
Índice de Plasticidad Ip	5.69
Clasificación SUCS	ML
Clasificación AASHTO	NC

Determinación del Límite Plástico

ASTM D4318

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	35.71	28.74	36.09
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	69.34	61.01	62.18
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	63.06	54.99	57.32
PESO DEL AGUA grs	6.28	6.02	4.86
PESO DEL SUELO SECO grs	27.35	26.25	21.23
% DE HUMEDAD	22.96	22.93	22.89
% PROMEDIO	22.93		

LÍMITE DE CONTRACCIÓN

ASTM D427

Ensayo N°			
Peso Rec + Suelo húmedo Gr.			
Peso Rec + Suelo seco Gr.			
Peso de rec. De contracción Gr.			
Peso del suelo seco Gr.		ND	
Peso del agua Gr.			
Humedad %			
Volumen Inicial (Suelo Húmedo) cm3			
Volumen Final (Suelo Seco) cm3			
Límite de Contracción %			
Relación de Contracción			



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA

Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba

Muestra: III

Descripción del Suelo: Suelos limoso arcilloso

Profundidad de la Muestra:

3.00

Calicata: C-01

Hecho Por:

Tesista: Luis Cunia Sup. Téc. Robert Navarro Mori

Fecha:

30/01/2005

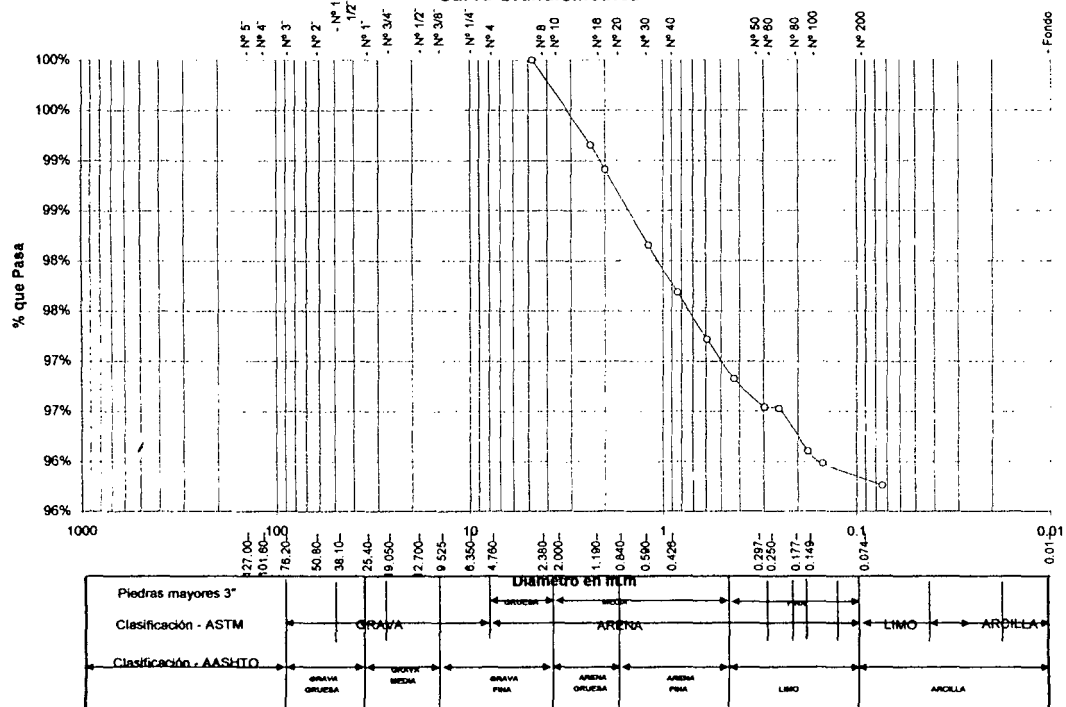
Análisis Granulométrico por Tamizado

ASTM D422

Tamices	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	Tamaño Máximo:
Ø (mm)						Modulo de Fineza AF:
6"	127.00					Modulo de Fineza AG:
4"	101.60					Equivalente de Arena:
3"	76.20					Descripción Muestras:
2"	50.80					Suelo Limoso color gris con clasificación 5/1
1 1/2"	38.10					
1"	25.40					
3/4"	19.050					
1/2"	12.700					
3/8"	9.525					
1/4"	6.350					
Nº 4	4.760			100.00%		
Nº 8	2.380	5.89	0.85%	99.15%		
Nº 10	2.000	1.69	0.44%	98.91%		
Nº 16	1.190	5.23	0.75%	98.16%		
Nº 20	0.840	3.27	0.47%	97.69%		
Nº 30	0.690	3.28	0.47%	97.22%		
Nº 40	0.426	2.76	0.40%	96.82%		
Nº 60	0.297	1.98	0.28%	96.54%		
Nº 80	0.250	0.08	0.01%	96.53%		
Nº 100	0.177	2.95	0.42%	96.10%		
Nº 200	0.074	0.86	0.12%	95.98%		
Fondo	0.01	1.52	0.22%	95.76%		
TOTAL	665.40	95.76%	100.00%	0.00%	A B	

% de Humedad Natural de la muestra ensayada			
Número de tarro =	110	Peso del agua =	12.53
Peso del tarro =	62.3	Peso suelo húmedo =	707.93
Peso del tarro + Mh =	760.23	Peso suelo seco =	695.4
Peso del tarro + Ms =	747.7	% Humedad Muestra =	1.80

Curva Granulométrica





CALICATA N° 02



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA

Localización del proyecto : Provincia de Moyobamba

Descripción del suelo : Heterogeneo Bocatoma

Realizado por : Téc. R.N.M.

Calicata: 2

Prof. De la muestra : 3.00 m.

Fecha de Ensayo:30/01/05

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

COTA m	ESPESOR m	HUMEDAD %	CLASIFICACION			DESCRIPCION DEL SUELO
			AASHTO	SUCS	SIMBOLO	
0.00						
0.19	0.19	18.20%		Pt		Material organico color negro con mezcla de arcilla, presentando raices que se profundizan hasta lo 0.45 m.
	1.61	6.25%	A-2-4(0)	SM		Suelo arenoso limoso, mezcla de arena y limo mal graduado con 25.49 % de finos de color blanco con trazas de arena gris Con una resistencia al corte de buena, compresibilidad baja en condición saturada. nivel freatico a 1.30 metros.
1.80						
	0.42	19.58%	A-6(5)	CL		El suelo es una arcilla inorganica con 60.98 % de finos de plasticidad media a elevada. color amarillo compacto con mezcla de arena gris con resistencia al corte de regular de compresibilidad y expansión de mediana a elevada.
2.22						
	0.78	10.02%	A-4(5)	ML		Suelo limoso inorganico blando conteniendo arenas finas arcillosas de plasticidad ligera con 64.67% de finos,color gris Con una resistencia al corte de regular, compresibilidad y expansión de medianos en condición saturada.
3.00						

OBSERVACIONES :



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA
Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba Muestra: I
Descripción del Suelo: Suelos arenoso Profundidad de la Muestra: 1.50
Hecho Por: Tesista. Luis Cunia Sup. Téc. Robert Navarro Mori Calicata: C-02 Fecha: 30/01/2005

Determinación del % de Humedad Natural

ASTM D2216

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	58.24	58.23	58.74
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	154.23	155.62	157.81
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	148.56	149.89	152.00
PESO DEL AGUA grs	5.67	5.73	5.81
PESO DEL SUELO SECO grs	90.32	91.66	93.26
% DE HUMEDAD	6.28	6.25	6.23
PROMEDIO % DE HUMEDAD	6.25		

Determinación del Gravedad Especifico de Solidos

ASTM D854

LATA	1	2
VOL. DEL FRASCO A 20° C.	500.00	500.00
METODO DE REMOCION DEL AIREa	Vacio	Vacio
PESO DEL FRASCO+AGUA+SUELO	790.23	790.54
TEMPERATURA, °C	23.00	23.00
PESO DEL FRASCO+AGUA grs	716.02	728.45
PLATO EVAPORADO N°	55	58
PESO DEL PLATO EVAP+SUELO SECO grs	320.00	300.00
PESO DEL SUELO SECO grs	120.00	100.00
VOLUMEN DE SOLIDOS cm3	45.79	37.91
GRAVEDAD ESPECIFICA grs/cm3	2.62	2.64
PROMEDIO grs/cm3	2.63	

Peso Unitario Volumétrico (Densidad Natural)

ASTM D2937

LATA	1	2	3
PESO DE MOLDE grs	305.00	303.00	304.00
PESO DEL SUELO + MOLDE grs	719.00	718.00	720.00
PESO DEL SUELO SECO grs	414.00	415.00	416.00
VOLUMEN DEL MOLDE cm3	246.30	246.30	246.30
PESO UNITARIO grs/cm3	1.68	1.68	1.69
PROMEDIO grs/cm3	1.685		



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

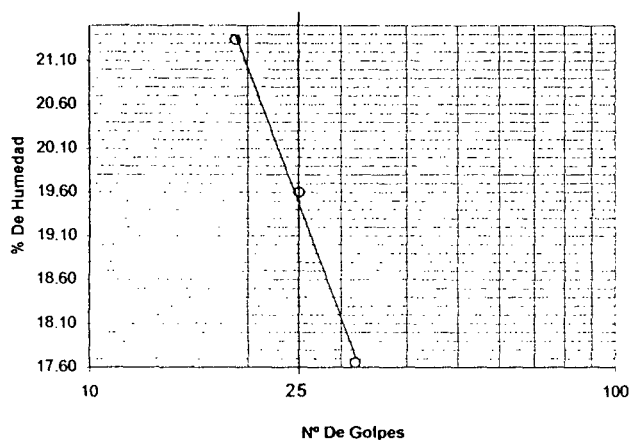
Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA
Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba Muestra I
Descripción del Suelo: Suelos arenoso Profundidad de la Muestra: 1.85
Hecho Por : Tesista. Luis Cunia Sup. Téc. Robert Navarro Mori Calicata: C-02 Fecha: 30/01/2005

Determinación del Limite Líquido

ASTM D4318

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	14.25	14.56	14.26
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	44.56	44.10	39.85
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	39.23	39.26	36.01
PESO DEL AGUA grs	5.33	4.84	3.84
PESO DEL SUELO SECO grs	24.98	24.70	21.75
% DE HUMEDAD	21.34	19.60	17.66
NUMERO DE GOLPES	19	25	32

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



Limite de Contracción	ND
Limite Líquido	19.60
Limite Plástico	NP
Indice de Plasticidad Ip	NP
Clasificación SUCS	SM
Clasificación AASHTO	A-2-4(0)

Determinación del Limite Plástico

ASTM D4318

LATA			
PESO DE LATA grs			
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs			
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs			
PESO DEL AGUA grs			
PESO DEL SUELO SECO grs			
% DE HUMEDAD			
% PROMEDIO			

NP

LIMITE DE CONTRACCIÓN

ASTM D427

Ensayo N°	1	2	3
Peso Rec + Suelo húmedo Gr.			
Peso Rec + Suelo seco Gr.			
Peso de rec. De contracción Gr.			
Peso del suelo seco Gr.			
Peso del agua Gr.			
Humedad %			
Volumen Inicial (Suelo Húmedo) cm3			
Volumen Final (Suelo Seco) cm3			
Limite de Contracción %			
Relación de Contracción			

ND



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA

Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba

Muestra: 1

Descripción del Suelo: Suelos arenoso Profundidad de la Muestra:

1.85

Calicata:

C-02

Hecho Por: Tesista, Luis Cunia Sup. Téc. Robert Navarro Mori

Fecha:

30/01/2005

Análisis Granulométrico por Tamizado

ASTM D422

Tamices	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	Tamaño Máximo:
Ø (mm)						Modulo de Fineza AF:
6"	127.00					Modulo de Fineza AG:
4"	101.60					Equivalente de Arena:
3"	76.20					Descripción Muestras:
2"	50.80					Suelo arenoso color blanquesino con trazas de arena gris con clasificación 4/1
1 1/2"	38.10					
1"	25.40					
3/4"	19.050					
1/2"	12.700					
3/8"	9.525					
1/4"	6.350					
Nº 4	4.760			100.00%		
Nº 8	2.380	23.56	6.90%	6.90%	93.10%	
Nº 10	2.000	24.63	7.21%	14.11%	85.89%	
Nº 16	1.190	24.52	7.18%	21.29%	78.71%	
Nº 20	0.840	41.41	12.12%	33.41%	66.59%	
Nº 30	0.690	35.60	10.42%	43.84%	56.16%	
Nº 40	0.426	35.54	10.41%	54.24%	45.76%	
Nº 50	0.297	18.21	5.33%	59.57%	40.43%	
Nº 60	0.250	12.35	3.62%	63.19%	36.81%	
Nº 80	0.177	17.21	5.04%	68.23%	31.77%	
Nº 100	0.149	5.73	1.68%	69.91%	30.09%	
Nº 200	0.074	15.73	4.61%	74.51%	25.49%	
Fondo	0.01	87.05	25.49%	100.00%	0.00%	
TOTAL		341.54				

SUCS =	SM	AASHTO =	A-2-4(0)
LL =	19.60	WT =	59.69
LP =	NP	WT+SAL =	401.23
IP =	NP	WSAL =	341.54
IG =		WT+SDL =	314.18
		WSOL =	254.49
D 90 =	-	%ARC =	25.49
D 60 =	-	%ERR =	0.00
D 30 =	-	Cc =	-
D 10 =	-	Cu =	-

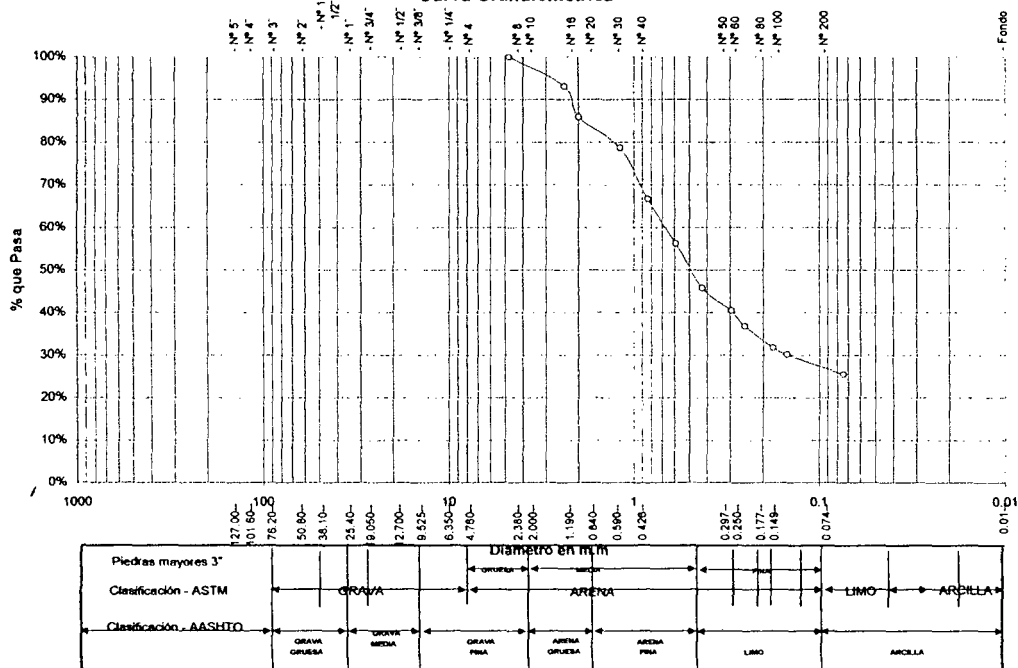
Observaciones:

El suelo es una arena limosa, mezcla de arena y limo mal graduado con 25.49 % de finos, color blanquesino con trazas de arena gris con una resistencia al corte buena, de compresibilidad baja, sostenida sobre una arcilla color amarillo.

% de Humedad Natural de la muestra ensayada

Número de tarro =	72	Peso del agua =	16.8
Peso del tarro =	66.6	Peso suelo húmedo =	341.4
Peso del tarro + lim =	400	Peso suelo seco =	324.6
Peso del tarro + Ms =	383.2	% Humedad Muestra =	5.18

Curva Granulométrica





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA

Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba

Muestra II

Descripción del Suelo: Suelos arcilloso

Profundidad de la Muestra: 0.32

Hecho Por : Tesista. Luis Cunia Sup. Téc. Robert Navarro Mori

Calicata:

C-02

Fecha:

30/01/2005

Determinación del % de Humedad Natural

ASTM D2216

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	58.56	58.62	58.76
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	145.20	140.25	146.23
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	131.25	126.58	132.00
PESO DEL AGUA grs	13.95	13.67	14.23
PESO DEL SUELO SECO grs	72.69	67.96	73.24
% DE HUMEDAD	19.19	20.11	19.43
PROMEDIO % DE HUMEDAD	19.58		

Determinación del Gravedad Especifico de Solidos

ASTM D854

LATA	1	2
VOL. DEL FRASCO A 20° C.	500.00	500.00
METODO DE REMOCION DEL AIREa	Vacio	Vacio
PESO DEL FRASCO+AGUA+SUELO	793.25	787.02
TEMPERATURA, °C	23.00	23.00
PESO DEL FRASCO+AGUA grs	718.89	718.45
PLATO EVAPORADO N°	77	78
PESO DEL PLATO EVAP+SUELO SECO grs	320.00	310.00
PESO DEL SUELO SECO grs	120.00	110.00
VOLUMEN DE SOLIDOS cm3	45.64	41.43
GRAVEDAD ESPECIFICA grs/cm3	2.63	2.66
PROMEDIO grs/cm3	2.64	

Peso Unitario Volumétrico (Densidad Natural)

ASTM D2937

LATA	1	2	3
PESO DE MOLDE grs	308.00	305.00	307.00
PESO DEL SUELO + MOLDE grs	785.00	784.00	784.00
PESO DEL SUELO SECO grs	477.00	479.00	477.00
VOLUMEN DEL MOLDE cm3	246.30	246.30	246.30
PESO UNITARIO grs/cm3	1.94	1.94	1.94
PROMEDIO grs/cm3	1.939		



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA

Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba

Muestra II

Descripción del Suelo: Suelos arcilloso

Profundidad de la Muestra: 2.20

Hecho Por : Tesista, Luis Cunia Sup. Téc. Robert Navarro Mori

Calicata:

C-02

Fecha:

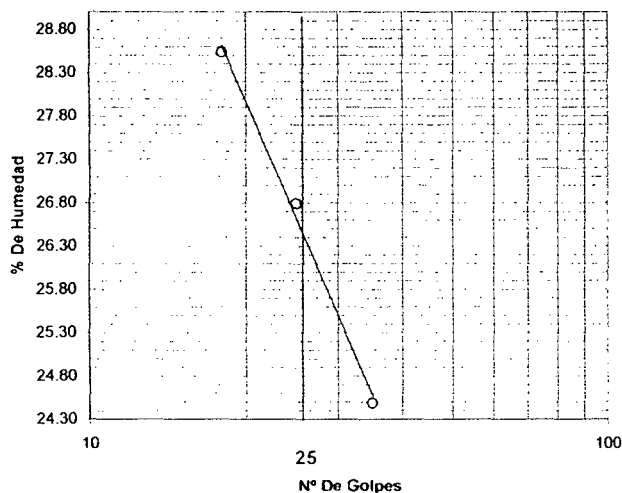
30/01/2005

Determinación del Limite Liquido

ASTM D4318

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	12.54	12.46	12.47
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	52.63	53.26	54.21
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	43.73	44.64	46.00
PESO DEL AGUA grs	8.90	8.62	8.21
PESO DEL SUELO SECO grs	31.19	32.18	33.53
% DE HUMEDAD	28.53	26.79	24.49
NUMERO DE GOLPES	18	25	35

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



Límite de Contracción	9.73
Límite Liquido	26.79
Límite Plástico	15.53
Índice de Plasticidad Ip	11.26
Clasificación SUCS	CL
Clasificación AASHTO	A-6(5)

Determinación del Limite Plástico

ASTM D4318

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	12.45	12.48	12.56
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	40.23	40.54	40.85
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	36.54	36.65	37.12
PESO DEL AGUA grs	3.69	3.89	3.73
PESO DEL SUELO SECO grs	24.09	24.17	24.56
% DE HUMEDAD	15.32	16.09	15.19
% PROMEDIO	15.53		

LIMITE DE CONTRACCION ASTM D427

Ensayo N°	1
Peso Rec + Suelo húmedo Gr.	36.48
Peso Rec + Suelo seco Gr.	30.65
Peso de rec. De contracción Gr	10.42
Peso del suelo seco Gr.	19.27
Peso del agua Gr.	5.83
Humedad %	30.25
Volumen Inicial (Suelo Húmedo) cm3	15.65
Volumen Final (Suelo Seco) cm3	11.70
Límite de Contracción %	9.73
Relación de Contracción	1.65



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA

Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba Muestra II

Descripción del Suelo: Suelos arcillosos Profundidad de la Muestra: 2.20 Cálculo: C-02

Hecho Por: Tesista, Luis Cunia Sup. Téc. Robert Navarro Mori Fecha: 30/01/2005

Análisis Granulométrico por Tamizado

ASTM D422

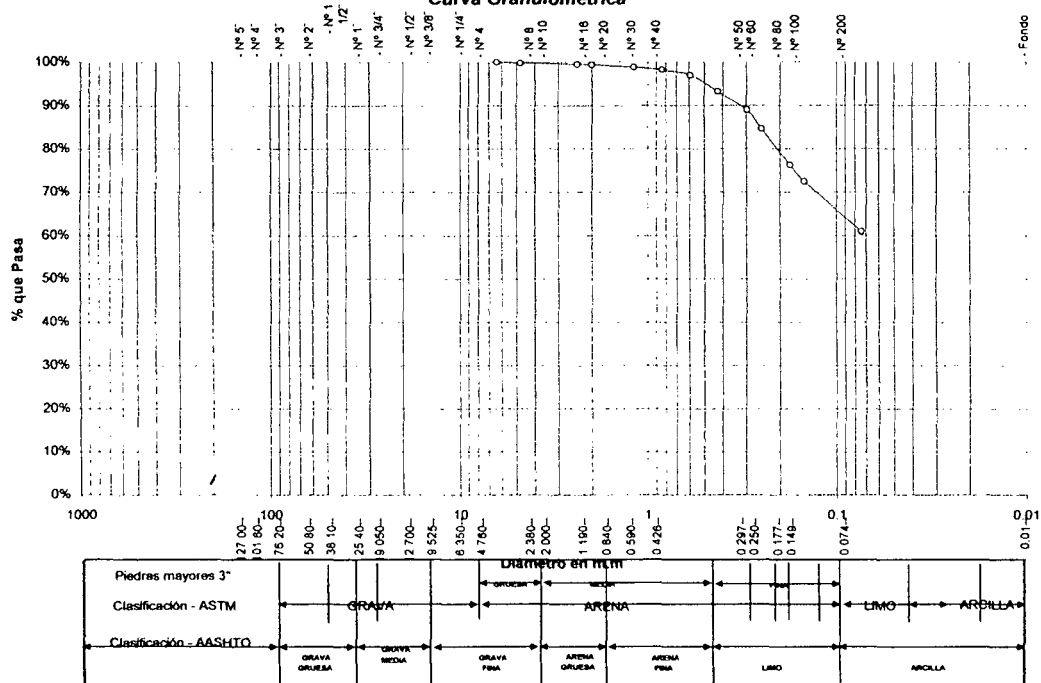
Tamices	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	Tamaño Máximo:
Ø	(mm)					Modulo de Fineza AF:
5"	127.00					Modulo de Fineza AG:
4"	101.60					Equivalente de Arena:
3"	76.20					Descripción Muestras:
2"	50.80					Suelo arcilloso color amarillo a negro oscuro clasificación 8/4
1 1/2"	38.10					
1"	25.40					
3/4"	19.050					
1/2"	12.700					
3/8"	9.525					
1/4"	6.350			100.00%		
Nº 4	4.750	0.91	0.21%	99.79%		
Nº 6	2.380	1.30	0.30%	99.49%		
Nº 10	2.000	0.35	0.08%	99.41%		
Nº 16	1.190	2.82	0.60%	98.81%		
Nº 20	0.840	3.09	0.71%	98.11%		
Nº 30	0.590	5.26	1.20%	96.90%		
Nº 40	0.426	16.07	3.68%	93.22%		
Nº 50	0.297	18.77	4.30%	88.92%		
Nº 60	0.250	18.93	4.34%	84.58%		
Nº 80	0.177	38.41	8.34%	76.25%		
Nº 100	0.149	16.51	3.78%	72.47%		
Nº 200	0.074	50.17	11.49%	60.98%		
Fondo	0.01	266.26	60.98%	100.00%		
TOTAL		436.65			A B	

Observaciones: El suelo es una arcilla inorgánica con 60.98 % de finos, de plasticidad media a elevada color amarillo a negro compacto con mezcla de materia orgánica con una resistencia al corte, de regular de compresibilidad y expansión de mediana a elevada, contiene raíces profundas.

% de Humedad Natural de la muestra ensayada

Número de tarro =	65	Peso del agua =	1.03
Peso del tarro =	58.23	Peso suelo húmedo =	500.01
Peso del tarro + Mh =	556.24	Peso suelo seco =	458.88
Peso del tarro + Ms =	557.21	% Humedad Muestra =	0.21

Curva Granulométrica





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA

Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba

Muestra III

Descripción del Suelo: Suelos limoso arcilloso

Profundidad de la Muestra: 2.80

Hecho Por: Tesista. Luis Cunia Sup. Téc. Robert Navarro Mori

Calicata:

C-02

Fecha:

30/01/2005

Determinación del % de Humedad Natural

ASTM D2216

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	58.65	58.79	58.74
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	158.79	168.56	157.69
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	149.23	158.69	149.00
PESO DEL AGUA grs	9.56	9.87	8.69
PESO DEL SUELO SECO grs	90.58	99.90	90.26
% DE HUMEDAD	10.55	9.88	9.63
PROMEDIO % DE HUMEDAD	10.02		

Determinación del Gravedad Especifico de Solidos

ASTM D854

LATA	1	2
VOL. DEL FRASCO A 20° C.	500.00	500.00
METODO DE REMOCION DEL AIREa	Vacio	Vacio
PESO DEL FRASCO+AGUA+SUELO	788.54	788.42
TEMPERATURA, °C	23.00	23.00
PESO DEL FRASCO+AGUA grs	717.56	717.42
PLATO EVAPORADO N°	5	8
PESO DEL PLATO EVAP+SUELO SECO grs	320.00	320.00
PESO DEL SUELO SECO grs	120.00	120.00
VOLUMEN DE SOLIDOS cm3	49.02	49.00
GRAVEDAD ESPECIFICA grs/cm3	2.45	2.45
PROMEDIO grs/cm3	2.45	

Peso Unitario Volumétrico (Densidad Natural)

ASTM D2937

LATA	1	2	3
PESO DE MOLDE grs	306.00	306.00	306.00
PESO DEL SUELO + MOLDE grs	698.00	699.00	701.00
PESO DEL SUELO SECO grs	368.00	369.56	370.00
VOLUMEN DEL MOLDE cm3	246.30	246.30	246.30
PESO UNITARIO grs/cm3	1.49	1.50	1.50
PROMEDIO grs/cm3	1.499		



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

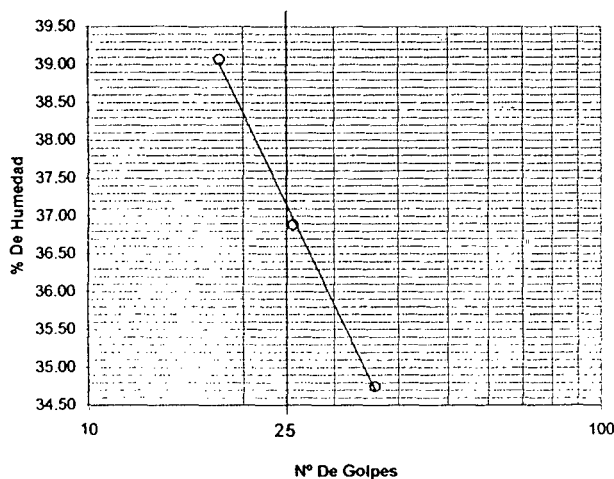
Proyecto: PROYECTO DE TESIS DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE IRRIGACIÓN AVISADO VALLE LA CONQUISTA
Localización del Proyecto: Provincia de Moyobamba, Distrito Moyobamba Muestra: III
Descripción del Suelo: Suelos limoso arcilloso Profundidad de la Muestra: 3.00
Hecho Por: Tesista. Luis Cunia Sup. Téc. Robert Navarro Mori Calicata: C-02 Fecha: 30/01/2005

Determinación del Límite Líquido

ASTM D4318

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	25.63	26.65	25.46
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	42.36	49.25	35.62
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	37.66	43.16	33.00
PESO DEL AGUA grs	4.70	6.09	2.62
PESO DEL SUELO SECO grs	12.03	16.51	7.54
% DE HUMEDAD	39.07	36.89	34.75
NUMERO DE GOLPES	18	25	36

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



Límite de Contracción	ND
Límite Líquido	36.89
Límite Plástico	27.84
Índice de Plasticidad Ip	9.05
Clasificación SUCS	ML
Clasificación AASHTO	A-4(5)

Determinación del Límite Plástico

ASTM D4318

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	40.62	42.28	40.25
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	70.25	72.56	74.25
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	63.65	66.00	66.98
PESO DEL AGUA grs	6.60	6.56	7.27
PESO DEL SUELO SECO grs	23.03	23.72	26.73
% DE HUMEDAD	28.66	27.66	27.20
% PROMEDIO	27.84		

LÍMITE DE CONTRACCIÓN

ASTM D427

Ensayo N°			
Peso Rec + Suelo húmedo Gr.			
Peso Rec + Suelo seco Gr.			
Peso de rec. De contracción Gr.			
Peso del suelo seco Gr.		ND	
Peso del agua Gr.			
Humedad %			
Volumen Inicial (Suelo Húmedo) cm3			
Volumen Final (Suelo Seco) cm3			
Límite de Contracción %			
Relación de Contracción			



Tesista, Luis Cunia Sup. Téc. Robert Navarro Mori

